

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Construction Civile et Industrielle

Thème

*Etude d'un bâtiment(R+5) à
usage d'habitation à contreventement mixte assuré par des
voiles et des portiques avec interaction.
avec à l'application ETABS V9.7.0*

Réalisé par :
MENDJEL AMAL
OUAKED FATIHA

Dirigé par :
KHELOUI FATMA

Année universitaire :2022/2023

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadrante Mme KHELOUI FATMA, qui nous a encadrées avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Leurs conseils, leurs encouragements et leurs disponibilités nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce projet.

L'expression de notre haute reconnaissance à l'équipe de la bibliothèque de génie civil qui n'a épargné aucun effort pour mettre à notre disposition la documentation et les explications nécessaires.

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.

Enfin, nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université UMMTO – faculté de génie civil.

Dédicaces

Arrivée au terme de mon master par la grâce de Dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce travail aux êtres qui me sont les plus chers :

- ✓ *À ma mère quoi je fasse ou que je dise, je ne pourrai te remercier comme il se doit, ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différentes obstacles.*
- ✓ *À mon père qui a toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.*
- ✓ *À mon adorable frère Ouali*
- ✓ *À mes sœurs : Nawal, Louise, Lydia, Liza*
- ✓ *À Mon mari Mouloud*
- ✓ *Sans oublier ma chère grand-mère.*
- ✓ *À tous mes amis : Souad, Djidj, Ouarda, Celia, Ali, Nassim*

AMAL

Dédicaces

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail à :

Mes très chers parents, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour leur patience illimitée, leur encouragement, leur aide, en témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grands sacrifices, que dieu les protèges.

Mes chers frères et sœurs (Rabah, Mustapha, Samia, Djamila, Malika, Dyhia, Fatima) pour leurs grands amours et leurs soutiens, qu'ils trouvent ici l'expression de ma haute gratitude, que dieu garde notre fraternité pour toujours.

Mes très chers amis (Souad, Ouarda, Nassim, Karim, Massi, Ali) qui sans leurs encouragements ce travail n'aura jamais vu le jour.

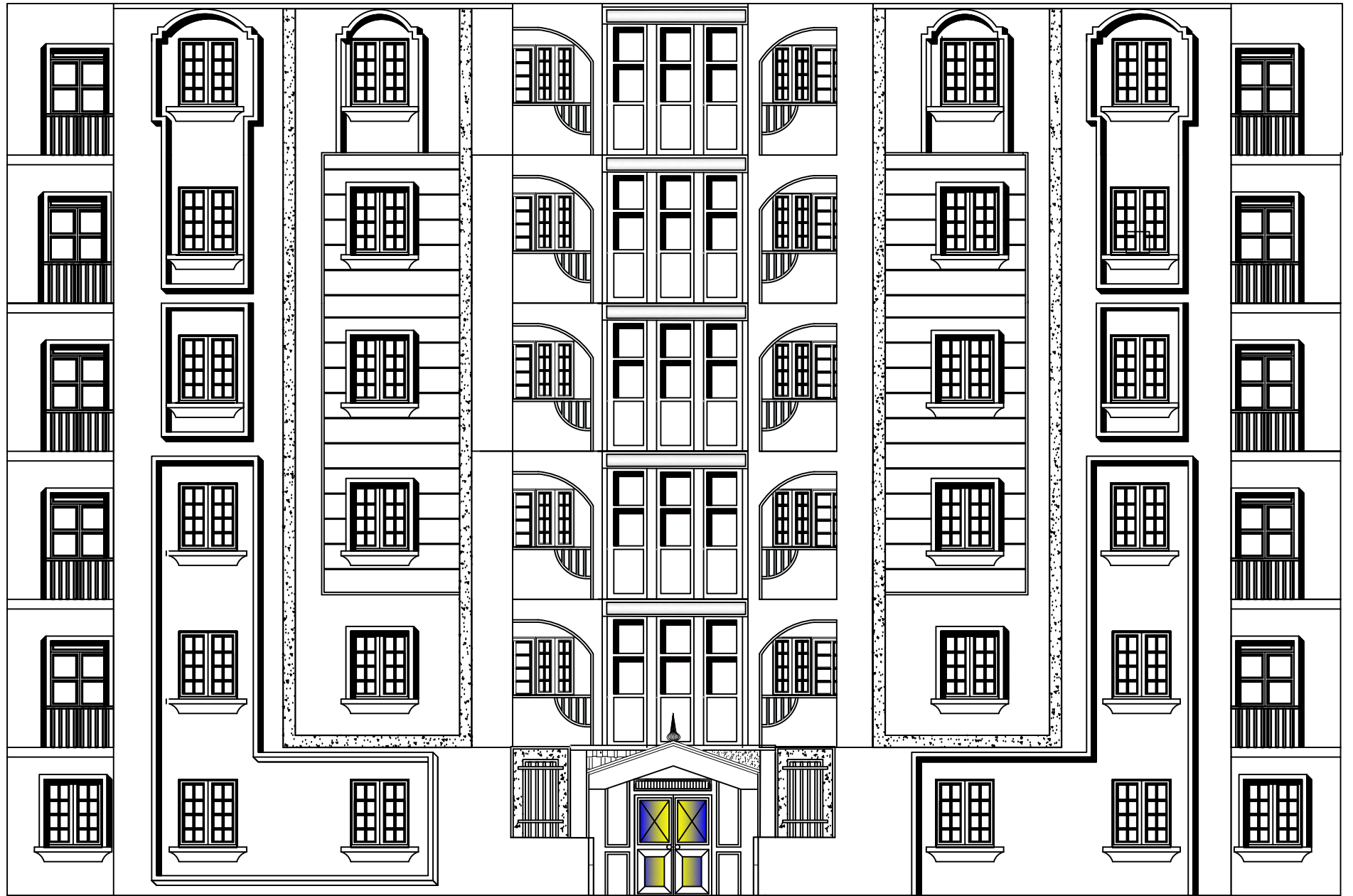
Son oublier mon binôme Amal pour son soutien moral et sa patience au long de ce projet de fin d'étude.

FATIHA

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	01-14
Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments	15-30
Chapitre III : Calculs des éléments :	
III.1. ACROTERE	31-37
III.2. PLANCHERS	38-63
III.3. ESCALIER	64-80
III.4. POUTRE PALIERE	81-88
III.5. BALCON	89-94
Chapitre IV : Modélisation et présentation de logiciel ETABS	95-116
Chapitre V : vérification aux exigences de RPA	117-136
Chapitre VI : Ferrailage des éléments :	
VI.1. Poteaux	137-146
VI.2. Poutres	147-157
VI.3. Voiles	158-171
Chapitre VII : Étude de l'infrastructure	172-203
CONCLUSION GENERALE	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
BIBLIOGRAPHIE	



Façade Principale

5em_ETAGE

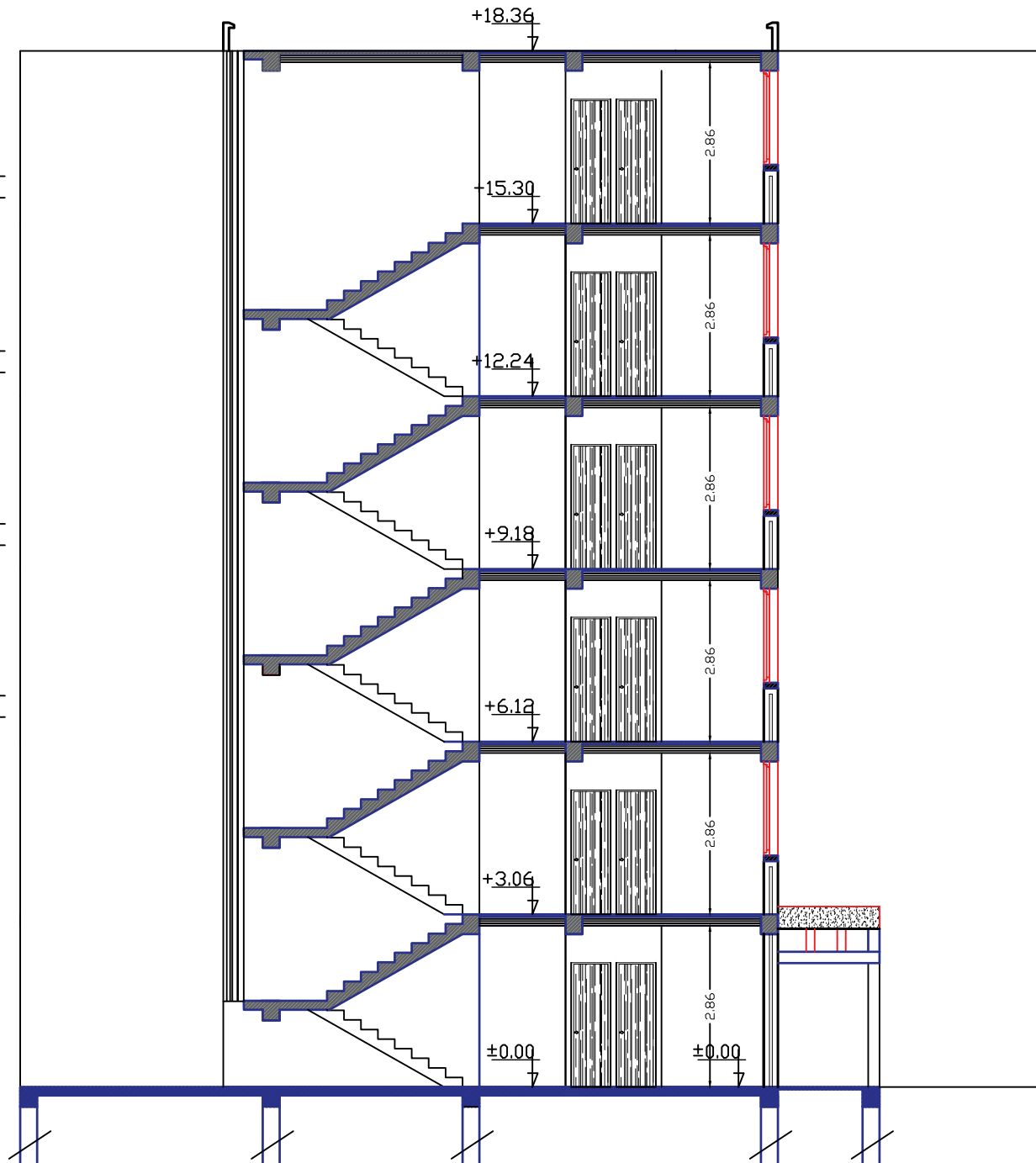
4em_ETAGE

3em_ETAGE

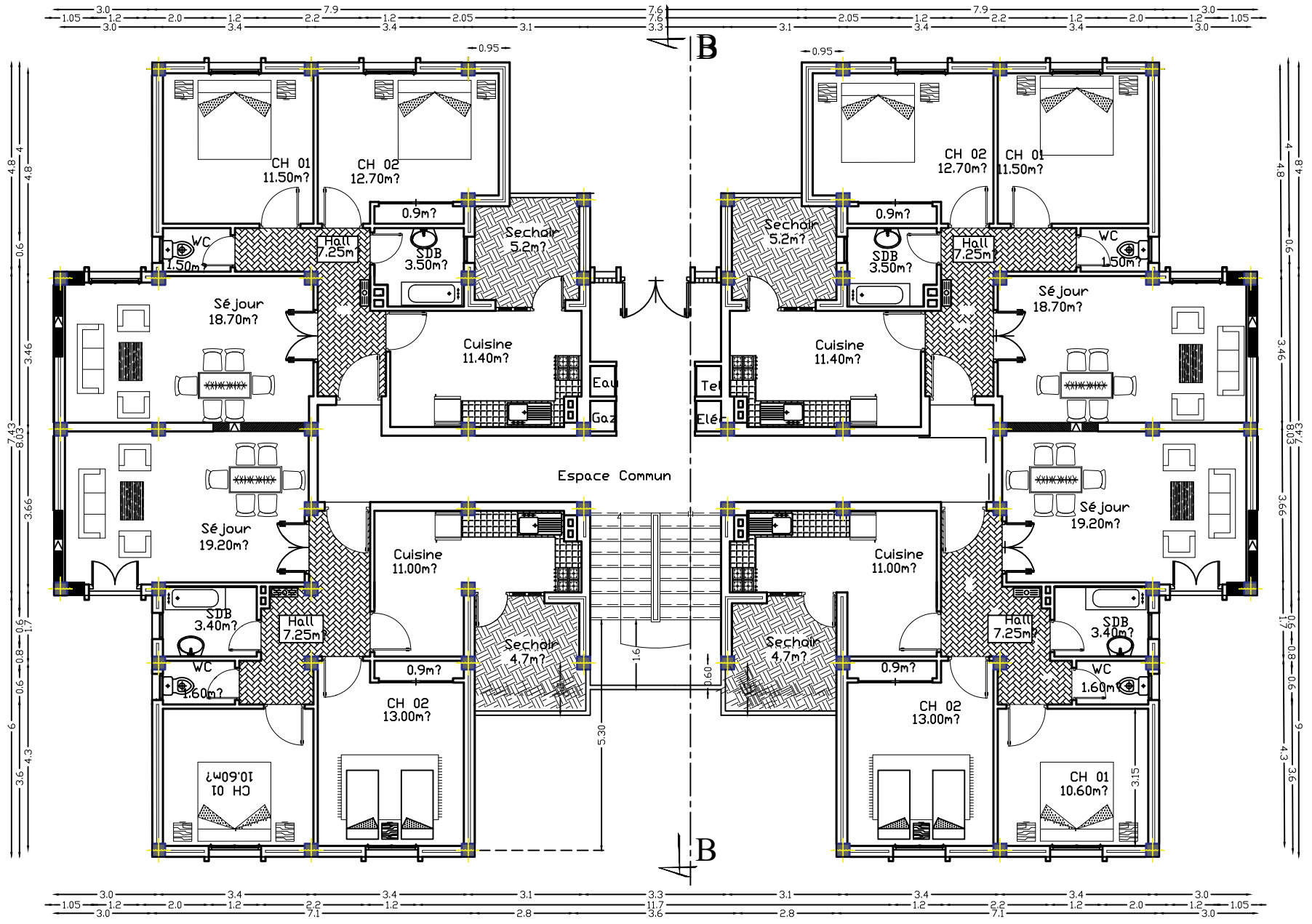
2em_ETAGE

1er_ETAGE

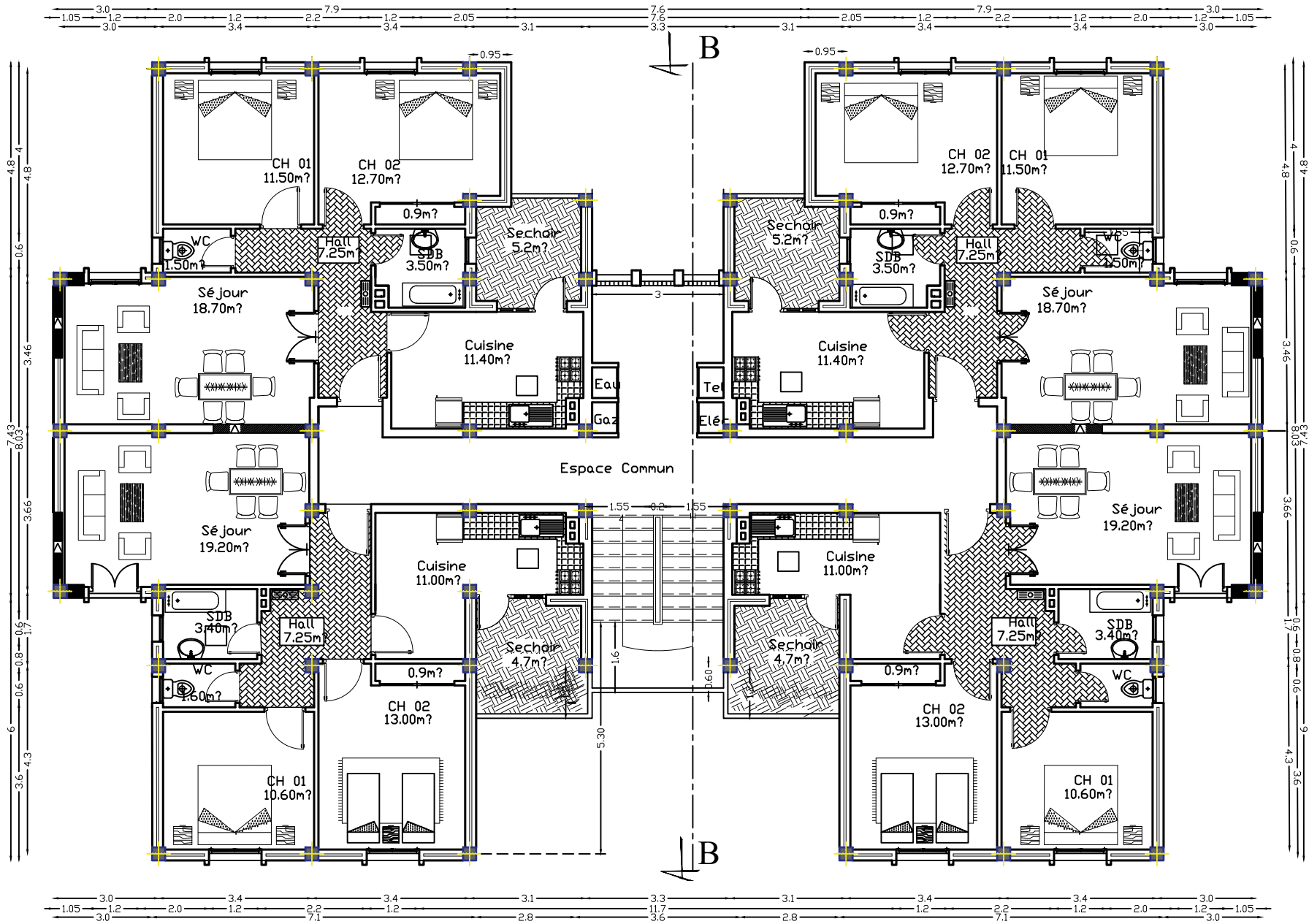
RDC



Coupe BB



Plan du RDC



Plan de l'étage courant

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement : partie hors terre et partie enterrée.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public

Cependant dans notre pays, des séries de réglementations ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments, le cas du BAEL91 révisé en 1999, RPA99 révisé en 2003, DTR, DTU...actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer les dimensions de chaque élément de ce bâtiment, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier les deux.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une structure en béton armé à usage d'habitation implanté dans une zone classée comme étant de moyenne sismicité, et cela en utilisant les normes et réglementations en vigueur.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

I) Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude d'une structure R+5 implanté dans la wilaya Tizi Ouzou, cette dernière classée en zone moyenne sismicité zone IIa (RPA 99/2003). Notre travail se résume sur une étude technique d'un bâtiment à usage d'habitation. Cet ouvrage est composé de :

- Un RDC.
- Cinq (05) étages.
- Une (01) cage d'escalier.
- Une terrasse inaccessible.

II) Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architectures du projet. Ces caractéristiques sont données comme suit :

- Longueur totale : 18.35m
- Largeur totale : 29.5m
- Hauteur totale : 18,36m
- Hauteur de RDC :3,06m
- Hauteur d'étage : 3,06m

III) Les éléments de l'ouvrage :

a) L'ossature du bâtiment :

❖ L'ossature :

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux (ensemble poteaux et poutres) ainsi qu'un ensemble de voiles en béton armé coulés sur place disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

Cette ossature se compose de :

- **Poteaux et Poutres** : sont des éléments en béton armé transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.
- **Voiles** : sont des éléments rigides en béton armé disposés dans les deux sens. Ils assurent la stabilité sous les actions horizontales et reprennent une partie des charges verticales.

b) Les fondations :

C'est l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. Ce sont des ouvrages qui ont pour rôle de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...etc.).

Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux). Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances, de tassement, des caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

c) Les planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux successifs. Les planchers assurent deux fonctions principales :

Fonction de résistance mécanique : Ce plancher est supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, supporte et transmet aux éléments porteurs les charges permanentes et les surcharges.

Fonction d'isolation : il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- **Planchers corps creux :** ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonnés sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5cm.
- Ce type est généralement utilisé pour les raisons suivantes :
 - Facilités de réalisation
 - Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes
 - Diminution du poids de la structure et par les conséquent la résultante de la force sismique
 - Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux)

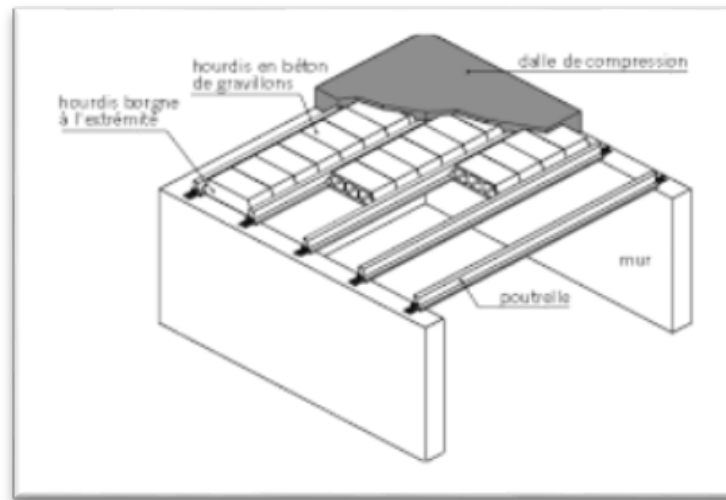


Figure 1 : plancher en corps creux

- **Planchers à dalle pleine** : constitués en béton armé posés directement sur les poteaux. Dans notre projet les dalles pleines sont prévues pour les balcons et dans les paliers de repos des escaliers.

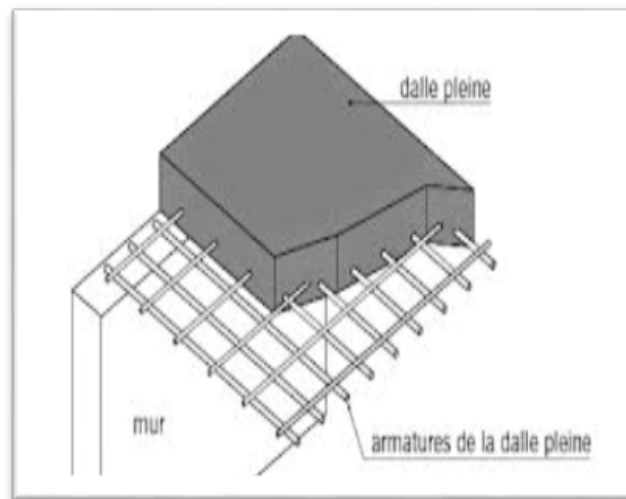


Figure 2 : plancher en dalle pleine

- d) **Les escaliers** : C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place. Notre bâtiment est composé de deux types d'escaliers :

- Pour le RDC on a un escalier à deux volées non identiques et un palier de repos intermédiaire.
- Pour les étages courants on a un escalier de deux volées identiques et un palier de repos intermédiaire.

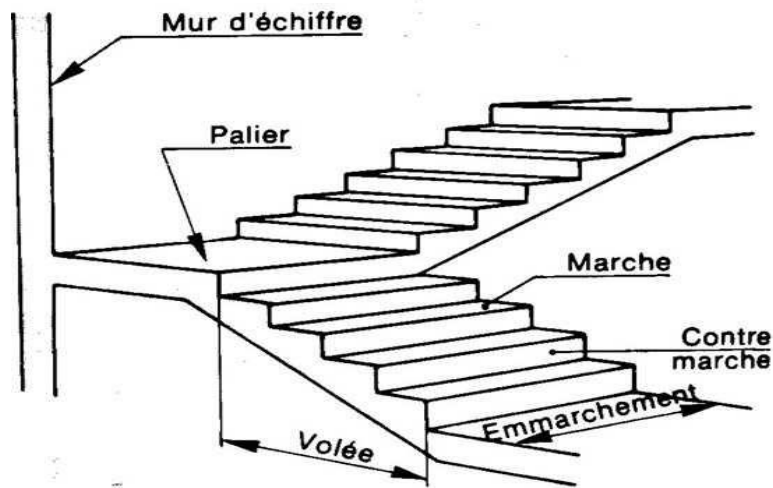


Figure 3 : schéma descriptif d'un escalier

e) Maçonnerie:

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs** : murs de 25 cm épaisseur, réalisés en double cloison de briques creuses séparées par une lame d'air d'une épaisseur de 5 cm (10+5+10).

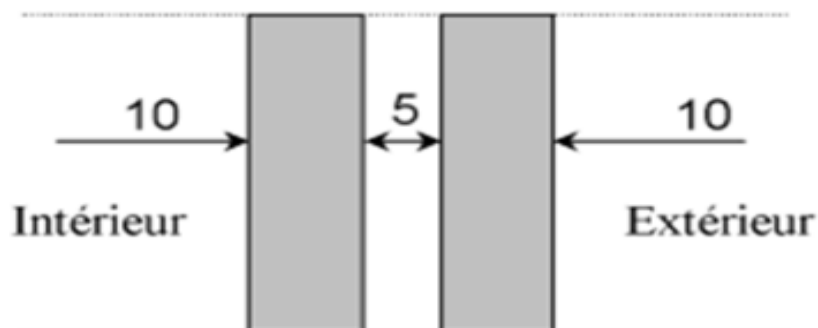


Figure 4 : Schéma descriptif du mur extérieur

- **Les murs intérieurs** : murs de séparation réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

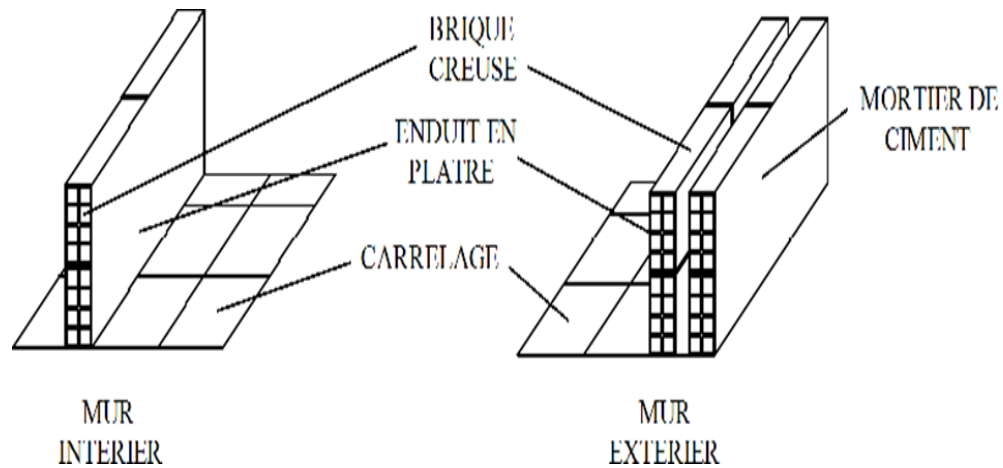


Figure 5 : murs en maçonnerie

f) Revêtements :

Les revêtements seront réalisés on :

- Mortier de ciment d'une épaisseur de 1,5cm pour les murs de façades.
- En plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- En céramique pour les murs des salles d'eaux et cuisine.
- En carrelage pour les planchers et les escaliers avec plinthes de recouvrement.

g) Acrotère : C'est un élément en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

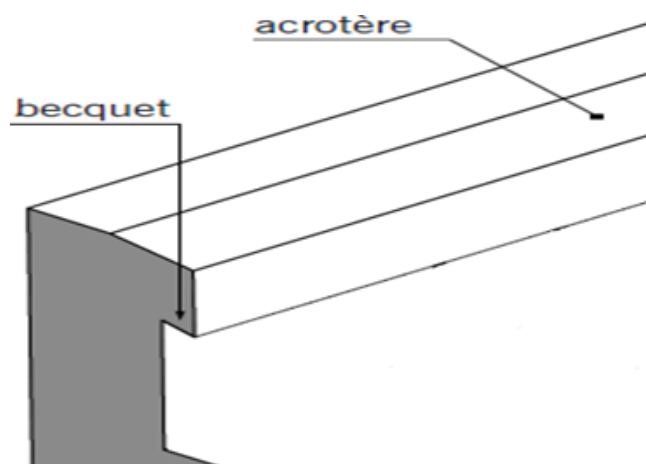


Figure 6 : l'acrotère

h) **Le système de coffrage** : Nous avons opté pour un coffrage classique en bois pour les portiques (poutres- poteaux) et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

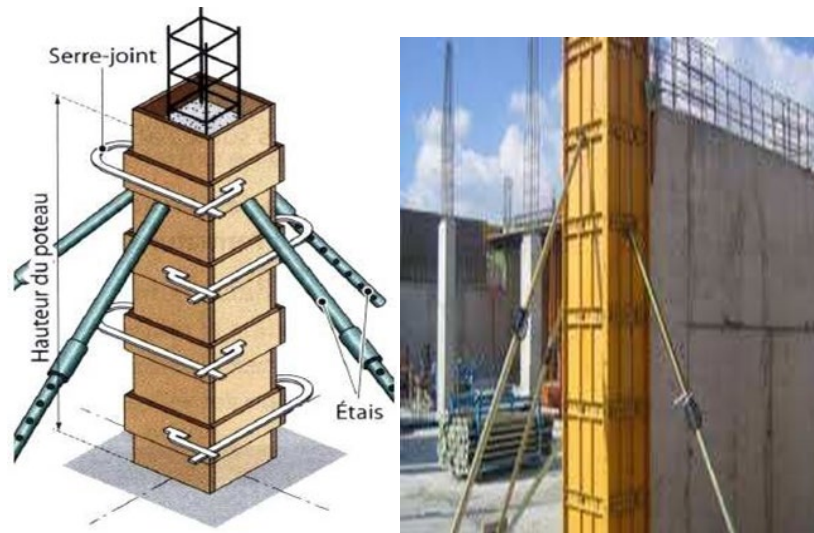


Figure 7 : coffrage métallique et en bois

i) **Les voiles** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et essentiellement à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

j) **Les fondations** :

C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharges de la construction au sol (des semelles isolées, des semelles filantes, un radier général ou des semelles sur pieux). Le choix de types de fondation dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

III) **Caractéristiques mécaniques des matériaux** :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir: le béton et l'acier qui doivent répondre aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du Béton Armé aux États Limites (BAEL 91 modifié 99).

1. **Le béton** : Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), eau de gâchage et d'un liant hydraulique le ciment. Mais de point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge du béton.

1.1) Résistance caractéristique du béton :

1.1.a) Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} (à j jours d'âge) est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. La valeur de la résistance à la compression à 28 jours d'âge (f_{c28}) est utilisée le plus souvent, selon l'article A.2.1-1-1 du BAEL 91, lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de jours (j) est inférieur à 28 jours (en cours d'exécution), on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré, tel que :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$. (A.2.1, 11/BAEL modifié 99)
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \geq 40\text{MPa}$

Pour $j > 28$ jours f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

f_{cj} : La résistance de béton à la compression à (j) jours.

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton à la compression à 28 jours.

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

1.1.b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton (j) jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{A.2.1, 12 / BAEL 91 modifié 99})$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 0,6+0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

Note : f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou bien N/mm^2 .

1.1.c) Module de déformation longitudinal du béton :

Selon la durée des sollicitations, on distingue deux types de modules :

- **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module de déformation donné comme suit :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \quad (\text{Art.2.1,21/ BAEL91 modifié99})$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,2\text{MPa}$

- **Module de déformation longitudinale différé du béton :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{ij}} \text{ [MPa]} \quad (\text{Art A.2.1, 22 /BAEL 91 modifié99})$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow E_{v}=10818,86 \text{ MPa}$

- **Module de déformation transversale du béton (G) :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} \text{ [MPa]}$$

E : Module de Young.

ϑ : Coefficient de Poisson.

Et $\vartheta = 0$ pour le calcul des sollicitations,

$\vartheta = 0,2$ pour le calcul des déformations.

- **Contraintes limites du béton :**

Les états limites : On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

- **Etat limite ultime (ELU) :**

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des Etats suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).

- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ En MPa (Art A.4 .3, 41/ BAEL 91 modifié99)}$$

γ_b : coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1.5$ → pour situation courante
- $\gamma_b = 1.15$ → pour situation accidentelle
 - θ : Coefficient de durée d'application de l'actions considérées.
 - $\theta = 1$ → si la durée d'application est $t > 24$ h.
 - $\theta = 0,9$ → si la durée d'application est entre $1h \leq t \leq 24$ h.
 - $\theta = 0.85$ → si la durée d'application est $t \leq 24$ h.

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ MPa.

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.58$, on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa.

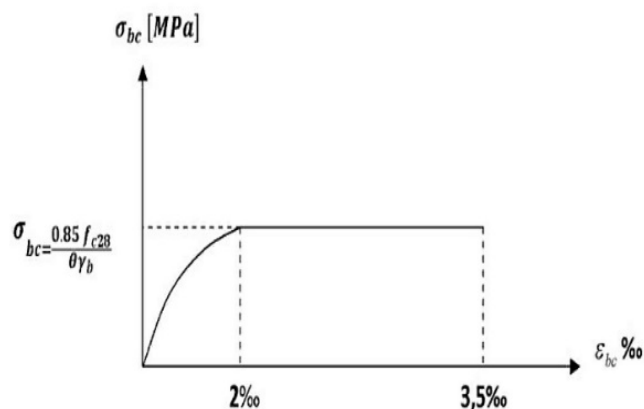


Figure 8 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considéré.

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique : la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

L'état limite de service est l'état à la durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

- Etat limite de déformation du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{cj} \text{ (Art 4.5, 2/ BAEL 91 modifié99)}$$

Pour $j=28$ jours : $\sigma_{bc} = 15$ MPa

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte illustrée par la figure suivante :

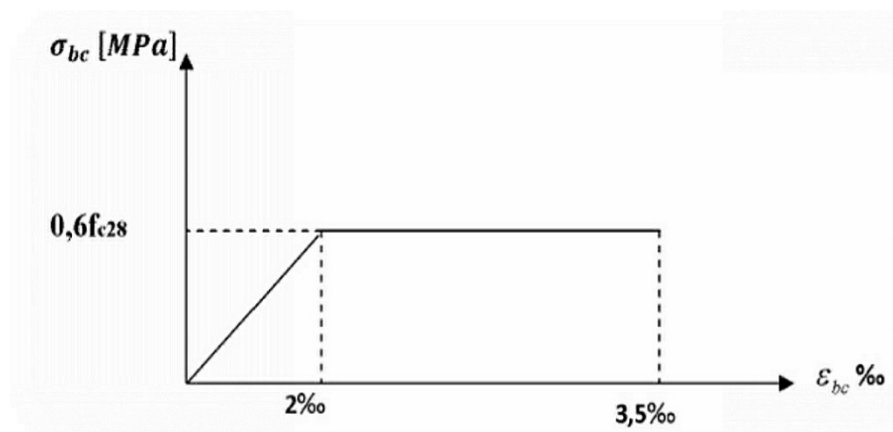


Figure 9 : diagramme contrainte déformation du béton a l'ELS

• **Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_U = \frac{V_U}{bd} \text{ (Art A.5.1, 1/ BAEL 91 modifié99)}$$

Vu : Effort tranchant dans la section étudiée (L'ELU).

b : La largeur de la section cisailée.

d : La hauteur utile ($d=h-c$).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissurations peu nuisibles : $\tau_u \leq \min \{0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\}$.
- Cas de fissurations nuisibles : $\tau_u \leq \min \{0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\}$.
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min \{0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\}$.
- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de Poisson ν est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad (\text{Art A.2.1.3 /BAEL91 modifié99})$$

$\nu = 0$ pour des sollicitations à ELU,

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à ELS.

2. Acier :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction et présente, dans le cas de faibles élancements, une bonne résistance à la compression. Étant un matériau très ductile, l'acier peut subir de très importantes déformations avant sa rupture.

L'acier est un alliage fer - carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs (de 0,15 à 0,25 % de carbone).
- Aciers durs (de 0,25 à 0,40 % de carbone)

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA). Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage, elles forment un panneau de treillis soudés (TS). Pour le présent projet, deux types d'armatures seront utilisées, le tableau ci-dessous nous donne leurs principales caractéristiques

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration [η]	Coefficient de scellement [ψs]
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau. I.1: Caractéristiques des aciers utilisés

▪ **Module d'élasticité longitudinale:**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :
 $E_s = 200\,000$ MPa (article A.2.2-1 du BAEL 91)

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

▪ **Coefficient de Poisson:**

Le coefficient de Poisson des aciers est pris égal à : $\nu = 0,3$.

▪ **Contraintes limite:**

- Contrainte limite ultime :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le BAEL91 (art.A.4.3.2)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ situation durable

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous :

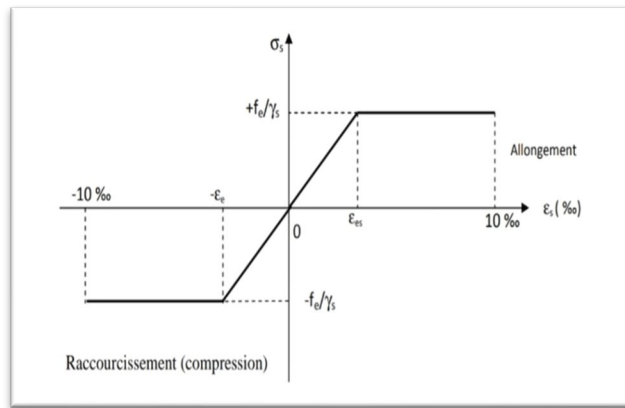


Figure 10 : Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'ELU

- **Contraintes limites :**
- **Contrainte limite ultime :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Limite d'élasticité garantie.

γ_s : coefficient de sécurité tel que :

- $\gamma_s = 1.15$ → situation courante (Art A.4.3, 2 /BAEL91 modifié 99)
- $\gamma_s = 1$ → situation accidentelle

- **Contrainte limite de service :**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures, pour limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL 91 (A.4.5.3) on distingue trois cas de fissures :

- **Fissurations peu nuisibles :** dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation. Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} \quad (\text{Art A.4.5.32/BAEL91 modifié 99})$$

- **Fissurations préjudiciables** : lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale :

$$\sigma_{St} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta ft_j}) \right\} (\text{Art A.4.5, 33/BAEL91 modifié99})$$

- **Fissurations très préjudiciables** : La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif (eau de mer) ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, on note :

$$\sigma_{st} = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta ft_j}) \right\} (\text{Art. A.4.5, 34 /BAEL91 modifié99})$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses (R.L)

$\eta=1.6$ pour les armatures à haute adhérence de diamètre $\geq 6\text{mm}$

$\eta=1.3$ pour les armatures à haute adhérence de diamètre $< 6\text{mm}$

- **Protection des armatures** : (Art. A.7.2, 4 /BAEL91 modifié99)

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober d'une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur d'enrobage dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les prescriptions suivantes :

- **$c \geq 5 \text{ cm}$** , pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **$c \geq 3 \text{ cm}$** , pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **$c \geq 1 \text{ cm}$** , pour les parois situées dans les locaux couverts et clos. Dans notre structure, on prend un enrobage $c=2 \text{ cm}$.

CHAPITRE II :

PRE-

DIMENSIONNEMENT

DES ELEMENTS

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires, chaînage), les poteaux, les voiles et la toiture.

II.1. Pré dimensionnement des éléments :

II.1.1. Les planchers :

- **Plancher à corps creux :**

Ils seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée par un treillis soudé, reposant sur des poutrelles en béton armée placées suivant la petite portée pour réduire la flèche. Les planchers assurent la transmission des charges aux différents éléments, et constituent une séparation entre les différents niveaux. Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ht = \frac{L_{max}}{22,5}$$

ht : Hauteur totale du plancher

L_{max}: portée libre maximale

Dans notre cas : L_{max}=340-25=315cm

$$ht = 315/22,5 = 14\text{cm}$$

Ainsi, on adoptera : **ht = 20cm** ; soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages courants

Hauteur du *corps creux* : 16cm

Hauteur de *la dalle de compression* : 4cm

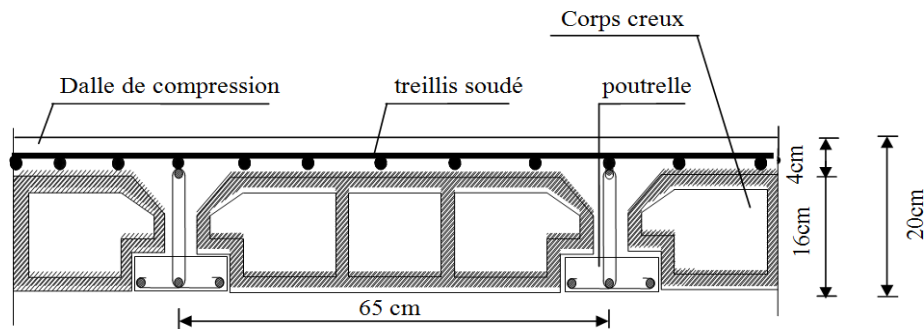


Figure II-1 : Coupe verticale du plancher.

- **Plancher en dalle pleine :**

Ce sont des plaques minces coulées sur un coffrage plat (figure II-2), dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions, leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu.

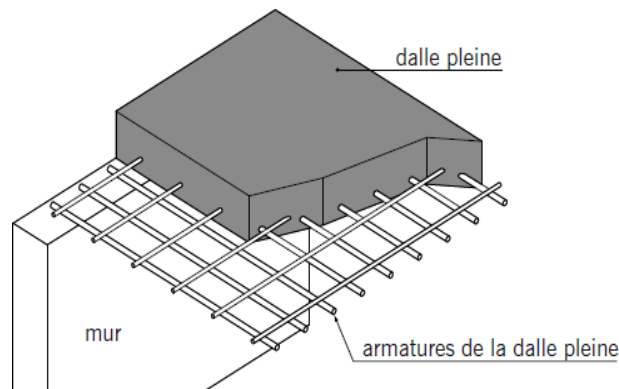


Figure II-2 : Coupe d'un plancher en dalle pleine

II.1.2) Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, coulées sur place, son rôle est la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L, telle que :

b : largeur comprise entre $0,4ht \leq b \leq 0,7ht$

ht : hauteur compris entre $L/15 \leq ht \leq L/10$

On distingue les poutres principales et les poutres secondaires :

- **Les poutres principales :**

La hauteur : $L_{\max} / 15 \leq h \leq L_{\max} / 10$

Avec :

L_{\max} : portée libre entre nus d'appuis

$L_{\max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$

$455 / 15 \leq h \leq 455 / 10 \rightarrow 30,33 \leq h \leq 45,5 \text{ cm}$

On prend **ht= 35cm**

La largeur : $0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$

On prend **b=25cm**

- **Les poutres secondaires :**

La hauteur : $L_{\max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$

$315 / 15 \leq h \leq 315 / 10 \rightarrow 21 \leq h \leq 31,5 \text{ cm}$

On prend : **ht=30cm**

La largeur : $0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend : **b=25cm**

- **Vérification des conditions exigées par le RPA :**

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	Vérifiée
$h / b \leq 4 \text{ cm}$	1.4	1.2	Vérifiée

Tableau II.1 : les vérifications exigées par le RPA

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (**b x h**) adoptées pour les poutres seront comme suit :

Poutres principales (**25 x 35**) cm^2 .

Poutres secondaires (**25x30**) cm^2 .

I-1-4) Poutres palières :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux

La hauteur :

Leur hauteur est donnée par : $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec : L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis.

ht = hauteur de la poutre palière.

$$\frac{330}{15} \leq ht \leq \frac{330}{10}$$

$$22.67\text{cm} \leq ht \leq 34\text{cm}$$

On opte pour : **$t=30\text{cm}$**

La largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$\text{Largeur de la poutre palière. } 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On opte pour : **$b=20\text{cm}$**

Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)

$$b = 20 \geq 20\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$ht = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{ht}{b} = \frac{30}{25} = 1,17\text{cm} < 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.1.3) Les voiles :

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1 de RPA99). L'épaisseur (e) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15cm.

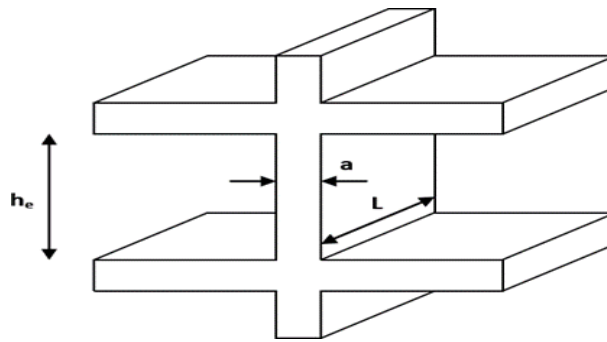


Figure II-3 : Coupe de voile en élévation

Avec :

a : épaisseur de tous les voiles.

L : portée min du voile.

he : hauteur d'étage.

Trois cas peuvent se présenter :

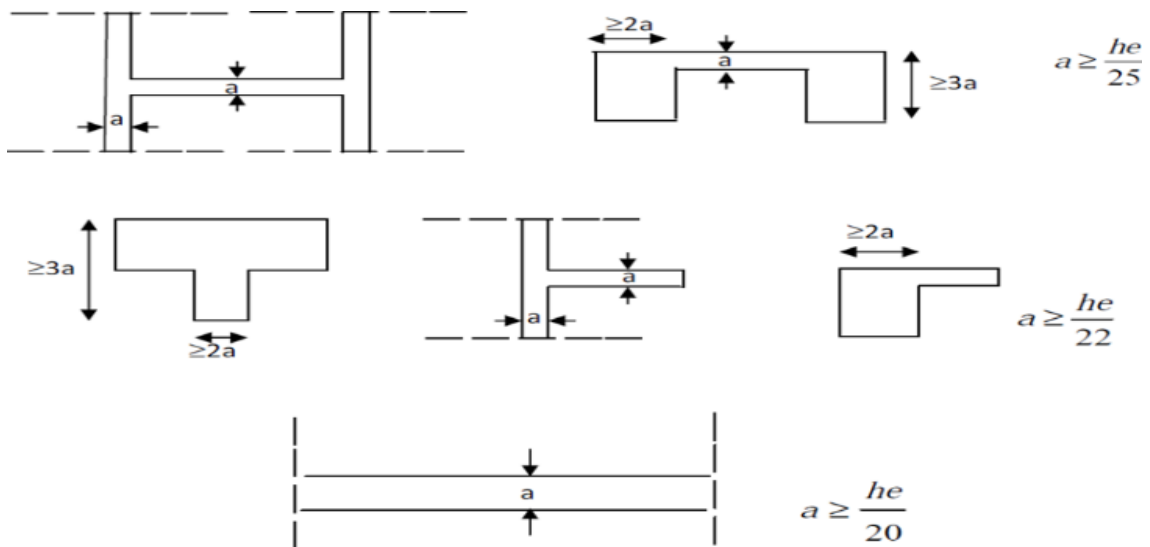


Figure II-4 : Coupe de voile en plan

Pour le cas de notre structure nous avons le troisième type de voiles c'est-à-dire des voiles linéaires, donc leurs épaisseurs seront comme suivies :

Pour le RDC :

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad a \geq 286/20 = 14,3\text{cm}$$

On opte pour une épaisseur a=20cm

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$L_{\min} \geq 4a \rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les autres étages :

$$H_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a \geq 286 = 14.3 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $a=20 \text{ cm}$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$L_{\min} \geq 4a \rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.I.4) Détermination des charges et surcharges :

Le règlement algérien (DTR B.C.2.2) préconise l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étage, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique sur tous les niveaux. Pour faire la descente de charges, on détermine d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

- **Charges permanentes :**

On a la charge $G = \rho * e$

ρ : C'est le poids volumique

e : L'épaisseur de l'élément

D'où le tableau suivant :

- **Charges permanentes du Plancher terrasse en corps creux :**

N°	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique(kN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pont 1%	0.07	22.00	1.54
5	Isolation thermique(liège)	0.04	4.00	0.16
6	Feuille de polyane	0.01	6.00	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Plancher à corps creux	0.16+0.04	14	2.8
9	Enduit plâtre	0.02	5	0.1
			total	5.69

Tableau II.2 : charge permanent du plancher terrasse en corps creux

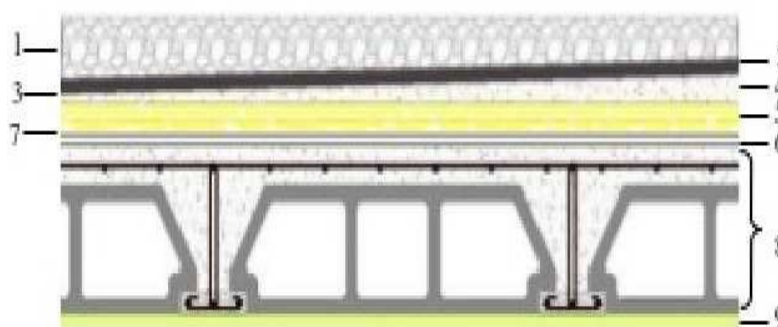


Figure II-5 : plancher terrasse inaccessible.

- **Charges permanentes des balcons de la terrasse en dalle pleine :**

N°	Composants	Epaisseur M	Poids volumique (kN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente 1%	0.07	22.00	1.54
4	Isolation thermique	0.04	4.00	0.16
5	Dalle pleine	0.2	25	5
6	Enduit plâtre	0.02	5	0.1
			total	7.77

Tableau II.3 : charge permanent des balcons de la terrasse en dalle pleine

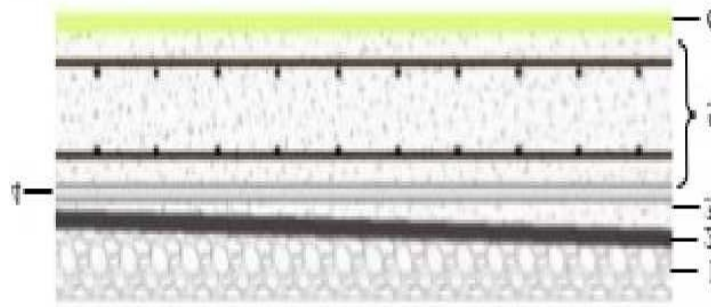


Figure II-6 : plancher terrasse accessible.

- Charges permanentes du Plancher courant en dalle corps creux :

N°	Composants	Epaisseur M	Poids volumique (kN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Cloison en brique creuse	0.10	9	0.9
2	Revêtement de Carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	18	0.36
4	Lit de sable	0.03	20	0.48
5	Plancher corps creux	0.16+0.04	14	2.8
6	Enduit plâtre	0.02	5	0.1
	total			5.04

Tableau II.4 : charges permanentes du plancher courant en corps creux

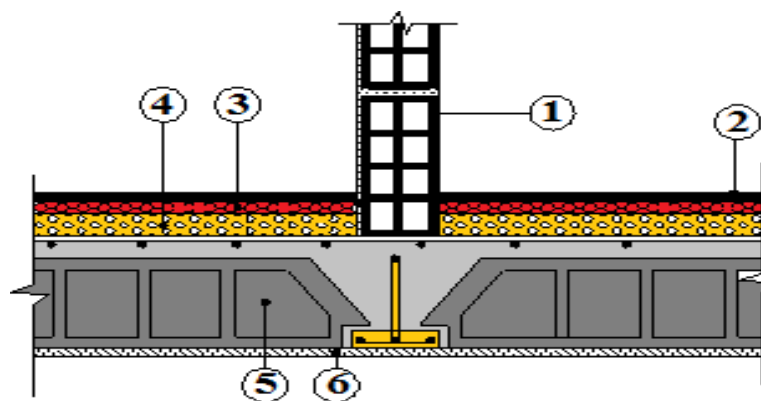
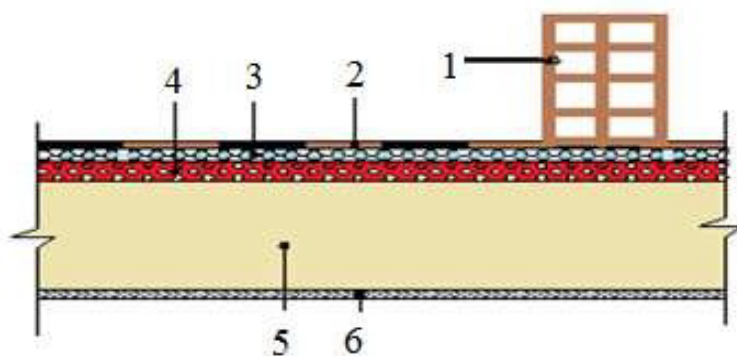


Figure II-7 : Coupe du plancher courant en corps creux.

- Charges permanentes des balcons des étages courants dalle pleine :

N°	Composants	Epaisseur M	Poids volumique (kN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Cloison en brique creuse	0.10	9	0.9
2	Revêtement de Carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	18	0.36
4	Lit de sable	0.02	20	0.4
5	Dalle pleine	0.2	25	5
6	Enduit plâtre	0.02	5	0.1
	total			7.16

Tableau II.5 : charge permanent des balcons des étages courants en dalle pleine**Figure II-8 :** Coupe transversale du plancher courant dalle pleine.

- Charges permanentes du mur extérieur double paroi :

N°	Composants	Epaisseur M	Poids volumique (kN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en mortier de ciment	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.15	9	1.35
3	Lame d'air	5	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	5	0.1
	Total			2.55

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur extérieur double paroi

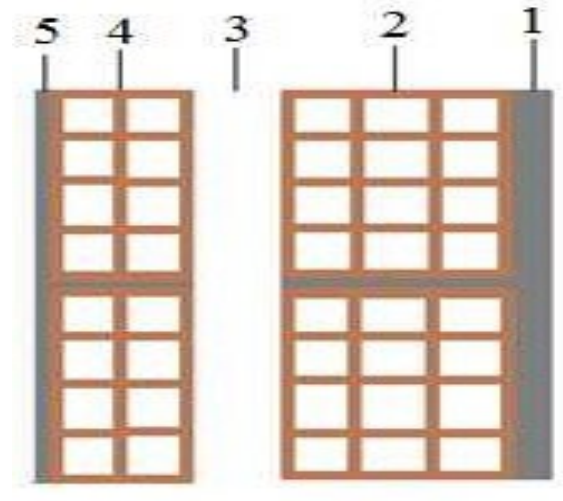


Figure II-9 : Coupe transversale du mur double cloison.

- Charges permanentes du mur intérieur à une seule paroi :

N°	Composants	Epaisseur M	Poids volumique (kN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en mortier de ciment	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	5	0.1
			total	1.2

Tableau II.7 : Charges permanentes du mur intérieur d'une seule paroi

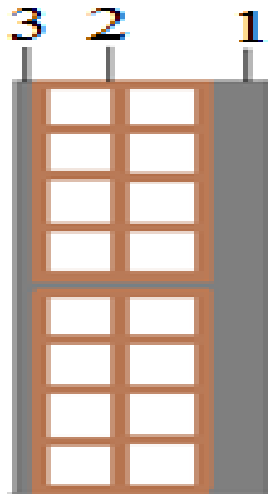


Figure II-10 : Coupe transversale du mur d'une seule cloison

- **Charges d'exploitation :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (Document Technique Règlementaire) (Tableau II-7) comme suit :

Eléments	surcharges(KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50
L'acrotère	1.00

Tableau II-8 : les charges d'exploitations

- ❖ **Descente de charge :**

Surface d'influence : C'est la Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

En 1er temps nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigé par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone II

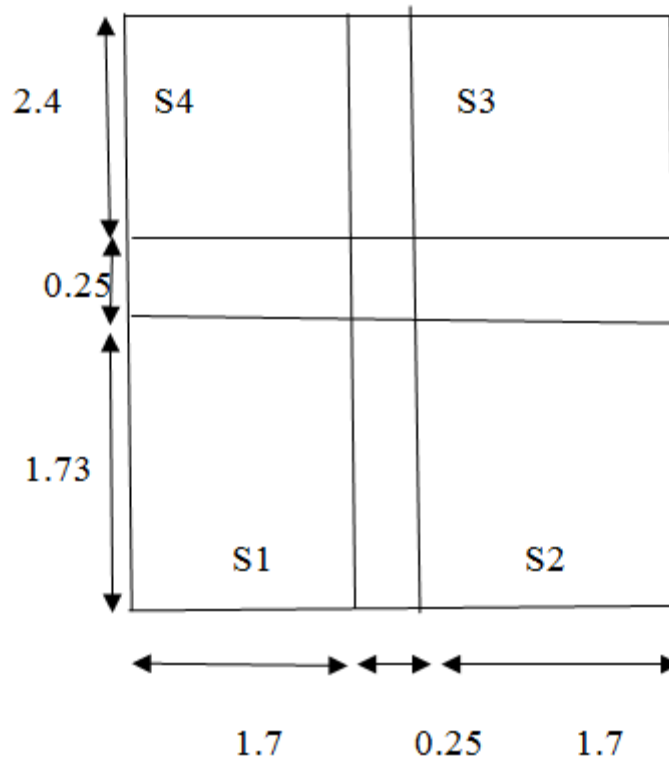


Figure II-11 : Surface d'influence sur le poteau.

- **Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :**

Section nette:

$$S_{\text{nette}} = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S1 = 1.73 \times 1.7 = 2.941 \text{ m}^2, S2 = 1.73 \times 1.7 = 2.941 \text{ m}^2, S3 = 2.4 \times 1.7 = 4.08 \text{ m}^2, S4 = 2.4 \times 1.7 = 4.08 \text{ m}^2.$$

$$S = 2.941 + 2.941 + 4.08 + 4.08 = 12.042 \text{ m}^2.$$

Donc: S total = 12.042 m².

Section brute:

$$S_{\text{brute}} = B \cdot L = 4.08 \times 3.4 = 16.32 \text{ m}^2$$

- **Poids propre des éléments :**

Plancher	Surface d'influence S (m ²)	Charges G (KN/m ²)	Charges permanente du plancher P (KN)
Terrasse	12.042	5.69	68.51
Etage courant	12.042	5.04	60.69

Tableau II-9 : Charges permanentes des planchers

- **Poids propre des poutres :**

Les charges permanente de :

$$\text{Poutre principale : } G_{pp} = 25 \times (0.25 \times 0.35) \times (4.8) = 10.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } G_{ps} = 25 \times (0.25 \times 0.3) \times (3.4) = 6.375 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge permanent totale des poutres } P = G_{pp} + G_{ps} = 6.35 + 10.50 = 16.85 \text{ KN.}$$

- **Poids propre des poteaux :**

$$\text{Poteau RDC : } \rho \times S \times h_{RDC} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau étage courant : } \rho \times S \times h_{EC} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.781 \text{ KN}$$

- **Calcul des Surcharges d'exploitations :**

$$\text{Plancher terrasse } Q_0 = 1 \times 16.32 = 16.32 \text{ KN}$$

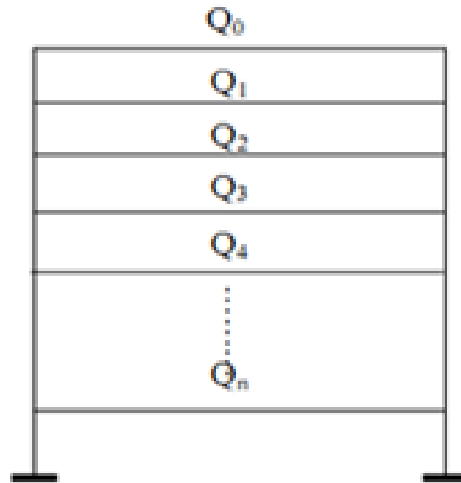
$$\text{Plancher étage courant : } Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = 1.5 \times 16.32 = 24.48 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher de RDC : } Q_5 = 2.5 \times 16.32 = 40.8 \text{ KN}$$

- **La loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étages :**

Définition de la descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment. On commence par le niveau le plus haut. On descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanété d'application des surcharges sur tous les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.



• **Les surcharges cumulées :**

D’après le D.T.R cette loi s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Donc cette loi est applicable dans notre cas (usage d’habitation et commercial).

Q_0 : surcharge d’exploitation à la terrasse. Q_i : surcharge d’exploitation de l’étage i . n : numéro de l’étage du haut vers le bas.

Niveau 5 : $Q_0=16.32KN$

Niveau 4 : $Q_0+Q_1=16.32+24.48=40.8KN$

Niveau 3 : $Q_0+0.95(Q_1+Q_2) =16.32+0.95(24.48 \times 2) =62.83KN$

Niveau 2 : $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3) =16.32+0.90(24.48 \times 3) =82.41KN$

Niveau 1 = $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) =16.32+0.85(24.48 \times 4) =99.55KN$

RDC : $Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =16.32+0.80(24.48 \times 5) =114.24KN$

N	1	2	3	4	5	6
Niveau	5	4	3	2	1	R.D.C
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8

Tableau II-10 : coefficient de dégression des surcharges en fonction des niveaux

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Charges permanente (kN)					Charges d'exploitation		N=G _c + O _c	Section	
	Poids de plancher (kN)	Poids poutres (kN)	Poids poteaux (kN)	Gtotal e(kN)	Gcumulé e(kN)	Qtotale (kN)	Qcumulée (kN)		N/σ _{bc} (c m ²)	Section adopté(c m ²)
5	68.50	16.85	0.00	85.35	85.35	16.32	16.32	101.67	67.78	35x35
4	60.68	16.85	4.74	82.31	167.66	24.48	40.8	208.46	138.97	35x35
3	60.68	16.85	4.74	82.31	249.97	24.48	62.83	312.8	208.53	40x40
2	60.68	16.85	4.74	82.31	332.28	24.48	82.41	414.69	276.46	40x40
1	60.68	16.85	4.74	82.31	414.59	24.48	99.55	514.14	342.76	45x45
RDC	60.68	16.85	4.74	82.31	496.9	24.48	114.24	611.14	407.42	45x45

Tableau II-11 : Descentes des charges pour les poteaux

❖ **Vérification relative aux coffrages : (RPA99version 2003/art7.4.1) :**

Les poteaux doivent coulés sur toute leur hauteur (h) en une seule fois. Les dimensions de la section des poteaux en zone II a doivent satisfait les conditions suivantes :

- a) Min (b₁ ; h₁) ≥ 25cm → en zone II a
- b) Min (b₁ ; h₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$
- c) $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Étage courant (4et5)

Min (b,h) = 35cm > 25cmcondition vérifiée

Min (b,h) = 35cm > $\frac{306}{20}$ = 15.30cm condition vérifiée

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$ condition vérifiée

Étage courant (2et3)

Min (b,h)=40cm > 25cmcondition vérifiée

Min (b,h)=40cm > $\frac{306}{20}$ = 15.30cm condition vérifiée

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$ condition vérifiée

RDC et étage (1)

Min (b,h)=45cm >25cmcondition vérifiée

Min (b,h)=45cm > $\frac{306}{20}=15.30\text{cm}$ condition vérifié

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$ Condition vérifiée

❖ Vérification au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement. Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f=0,7l_0$)

i : Rayon de giration: $i = \frac{\sqrt{I}}{\sqrt{s}}$

S : section transversale du poteau ($b \times h$)

l_0 : longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau : $\frac{bh^3}{12}$

Poteau de RDC (45x45) cm², $L_0=3.06-0.35=2.71\text{m}$.

Poteau d'étage courant (40x40) cm², $L_0=3.06-0.35=2.71\text{m}$

Poteau d'étage courant (35x35) cm², $L_0=3.06-0.35=2.71\text{m}$

Section des poteaux (cm ²)	I(10 ⁴)(cm ⁴)	$i = \sqrt{\frac{I}{s}}$	L ₀ (m)	L _{f(m)}	$\lambda = \frac{L_f}{i}$ (cm)	Vérification
Etage (4et5)(35×35)	1.25	10.101	2.71	1.897	18.780	Vérifie
Etage (2et3)(40×40)	2.13	11.538	2.71	1.897	16.441	Vérifie
RDC et ET1(45×45)	3.42	12.996	2.71	1.897	20.091	Vérifie

Tableau II.12 : les vérifications au flambement

Conclusion : D'après les résultats, on remarque que la condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

CHAPITRE III :
CALCULS DES
ELEMENTS

Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale. L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**) et le **RPA**.

III.1. L'acrotère :

III.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et servir de relevé d'étanchéité. L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale (poussée latérale) $Q = 1$ [KN/ml] non pondérée qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement (Figure III-2).

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure (III-1) ci-dessous, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondante.

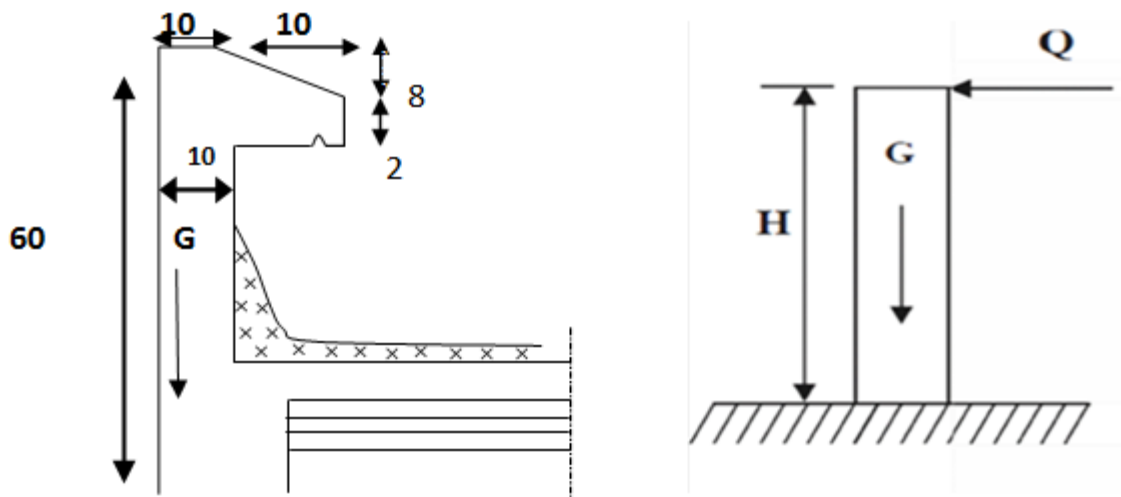


Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.1.2 Détermination des sollicitations :

La hauteur : $h=60$ cm

L'épaisseur : $h_0=10$ cm

L'enrobage : $c=c'=2\text{cm}$

La surface longitudinale : $s= [(0,1 \times 0,6 + 0,1 \times 0,1 - (0,1 \times 0,02/2)]$

$S=0,069\text{cm}^2$.

III.1.3 Calcul des efforts de l'acrotère :

Poids propre : $G=\gamma_{\text{béton}} \times S= 25 \times 0,069=1,725\text{KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q=1\text{KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre : $N=G \times 1= 1,725\text{KN}$

Effort tranchant : $T=Q \times 1=1\text{KN}$

Moment de renversement M dû à l'effort de renversement : $MQ= Q \times h \times 1=0,60\text{KN.m}$

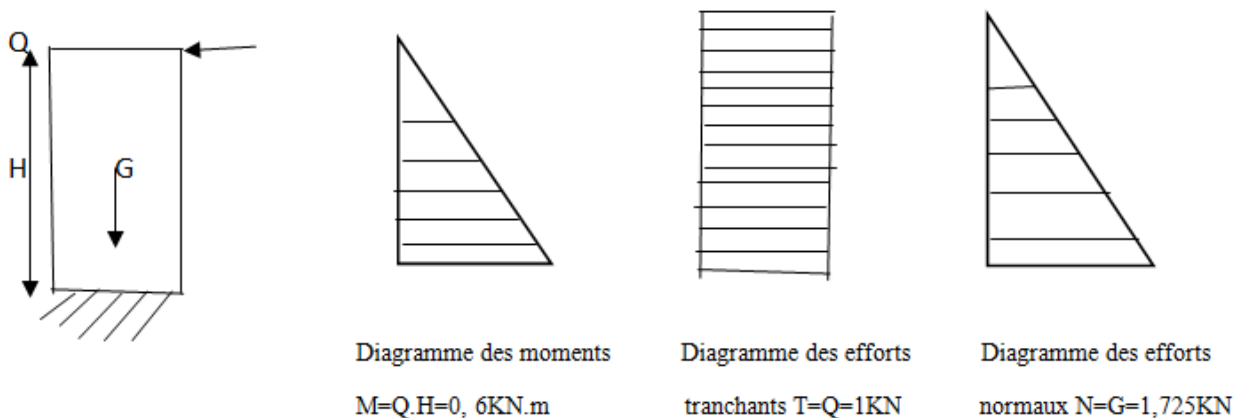


Figure III.1.2 : Schéma statique et efforts internes dans l'acrotère.

III.1.4 Combinaison de charges :

III.1.4.1 ETAT LIMITE ULTIME :

La combinaison est $(1,35G+1,5Q)$

L'effort normal dû à la compression dû à G : $N_U=1,35G=1,35 \times 1,725=2,329\text{KN/ml}$

Effort tranchant $T_u= 1,5T=1,5 \times 1=1,5\text{KN}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u=1,5MQ=1,5 \times 0,60=0,9\text{KN.m}$

III.1.4.2 ETAT LIMITE SERVICE :

La combinaison est (G+Q)

Effort de la compression dû à G : $N_s = G = 1.725 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ KN}$

Moment de renversement dû à Q : $M_s = MQ = 0.60 \text{ KN.m}$

III.1.5 Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur ($h=10\text{cm}$) et la largeur ($b=100\text{cm}$) soumise à la flexion composée.

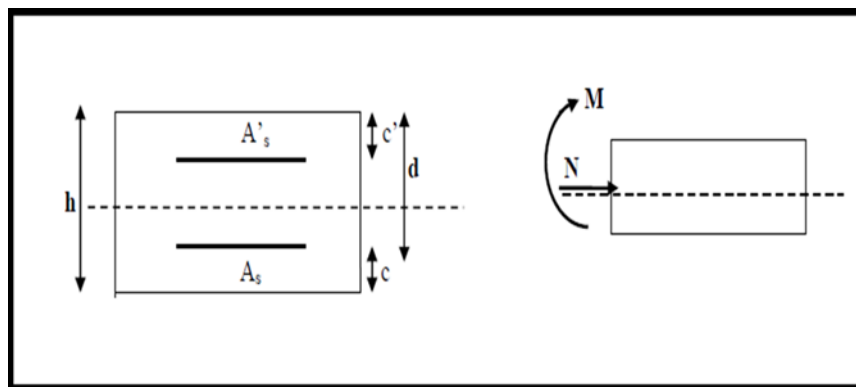


Figure. III.1.3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.

M_f : moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armateurs tendus.

e : excentricité

III.1.5.1 Calcul des armatures à l'ELU :**III.1.5.1.1 Calcul l'excentricité :**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.329} = 0.386 \text{ m}$$

$$e_u = 38.6 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h_0}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_u = 38.6 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

Avec :

a : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

- ✓ D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal N qui représente un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

III.1.5.1.2 Calcul en flexion simple :

Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.329 \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.969 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.969 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.995$$

Donc on a uniquement des armatures tendues (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_s = 0$).

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0.969 \times 10^6}{0.995 \times 80 \times \frac{400}{1.15}} = 34.98 = 35 \text{ mm}^2 = 0.35 \text{ cm}^2$$

III.1.5.1.3 Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures est :

$$A_R = A_f \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 \frac{2.329}{34.8} = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{st}} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

III.1.5.2 Vérification à l'ELU :

III.1.5.2.1 Condition de non fragilité du béton (de la section minimal) (Art.A42.1/BAEL91)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Généralement le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s > A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.725} = 0.347 = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{35 - 0.455 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right) = 0.903 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{\min} = 0.903 \text{ cm}^2 \geq A_R = 0.323 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

On remarque que $A < A_{\min}$ alors les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_u = A_{\min} = 0.903 [\text{cm}^2/\text{ml}] \text{ soit } A_u = 5\text{HA}8 = 2.512 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement de } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm² avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.1.5.2.2 Vérification au cisaillement (Art A5.1 ; 1. BAEL91) :

Fissuration préjudiciable, alors on doit vérifier la condition suivante : $\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u$

V_u : valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

b : largeur de la bande considérée = 100 cm

d = hauteur utile de la section ($d = h - c$)

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ avec } V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 1000}{10^3 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u \leq \tau_u$: condition vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.5.2.3 Vérification de l'adhérence des barres (Art A6.1,3. BAEL)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = (1.5 \times 2.1) = 3.15 \text{ MPa} \text{ avec } (\psi_s = 1.5 \text{ hautes adhérences}).$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme de périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \cdot \pi \cdot 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.13 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

III.1.5.2.4 Espacement des barres :

Armatures principales : $St < \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$ avec $h = 10\text{cm}$

$St = 25\text{cm} < 30\text{cm}$ **Vérifiée**

Armatures de répartition : $St < \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

$St = 15\text{cm} < 40\text{cm}$ **Condition Vérifiée**

III.1.5.2.5 Ancrage des barres : (Art A.6.1, 23. BAEL91) :

Longueur de scellement L_s est donnée par : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25.40\text{cm}$

On prend : $L_s = 30\text{cm}$

III.1.5.2.6 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers : $\bar{\sigma}_{st} < \sigma_{st}$

La contrainte dans le béton : $\bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc}$

a) Vérification de la contrainte de compression dans l'acier (Art A .4.5.23) :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ Min } \left[\frac{2f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f t 28} \right]$$

Avec : $\eta = 1.6$ coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = \min [266,67 ; 201,63]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1d} S_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0,314 \rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow K_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d S_{st}} = \frac{0,6 \times 1000}{0,912 \times 8 \times 2,51} = 32,763 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 32,763 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{ct} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K} \sigma_{st} = \frac{1}{41,82} \times 32,763 = 0,783 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,783 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS :

Armatures principales : 5HA8=2.51cm²/ml avec un espacement St =25cm

Armatures de répartition : 5HA8=2.51cm²/ml avec un espacement St =15cm

III.1.6 Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99.Art 6.2.3)

L'action des forces horizontales F_p est calculée suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique (IIa) et le groupe d'usage de bâtiment (2) A= 0.15

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 donc C_p=0.8

W_p : poids propre de l'acrotère W_p=1.712 KN/ml

$$D'où : F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.822 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Le ferrailage adopté est suffisant pour reprendre les charges sismiques.

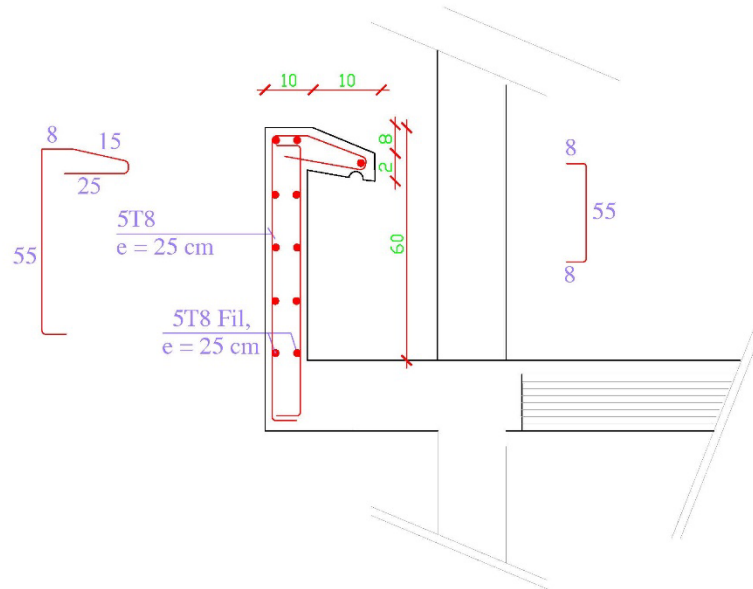


Figure.III.1.4 : Ferrailage de l'acrotère

III.2) Les planchers :

III.2.1) Introduction :

Notre structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

- Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4 cm.
- Des poutrelles préfabriquées de section en T, qui sont disposées dans le sens de la petite portée, pour réduire la flèche, espacées de 65cm.

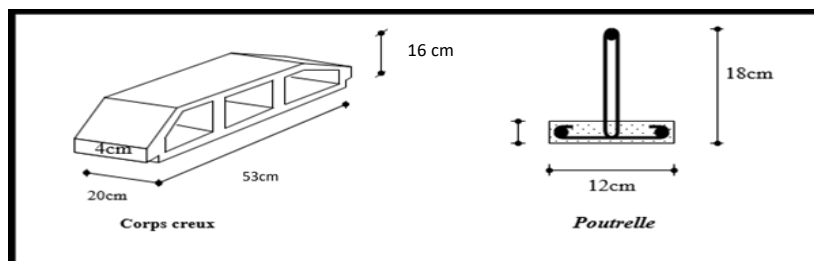


Figure III.2.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

III.2.2 Dimensionnement et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance TLE 520 et $\varnothing = 6mm$ Avec $f_e = 520MPa$

et une épaisseur courante de 4cm environ, les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par BAEL 91 modifié 99.

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- La distance entre axes des poutrelles est de $\rho = 65$.

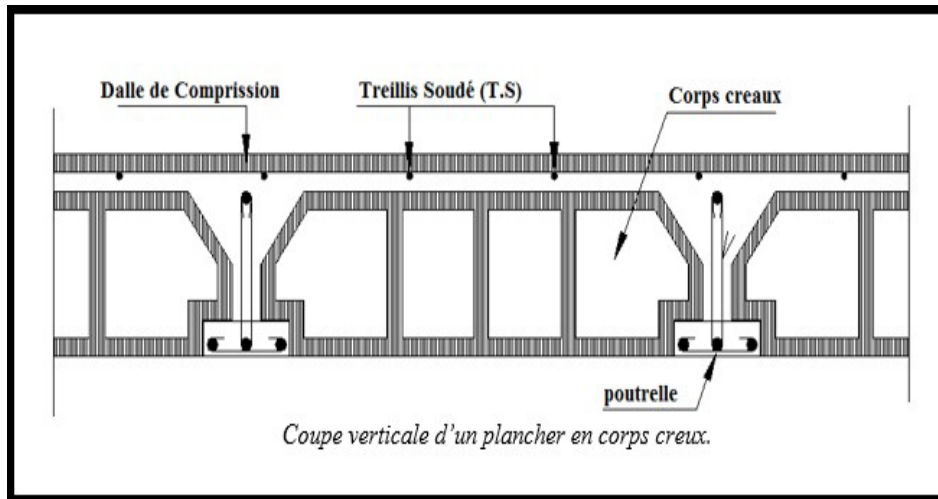


Figure III.2.2 : coupe verticale d'un plancher en corps creux

❖ **Calcul des armatures :**

a) **Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e}$$

Avec $f_e = 520 \text{ MPa}$, limite d'élasticité. $L = 65 \text{ cm}$: distance entre axes des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2. \text{ Avec un espacement } St = 20 \text{ cm}$$

b) **Pour les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp} \times L}{2} = \frac{1,41 \times 65}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\parallel} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de dimension $(6 \times 6 \times 200 \times 200)$.

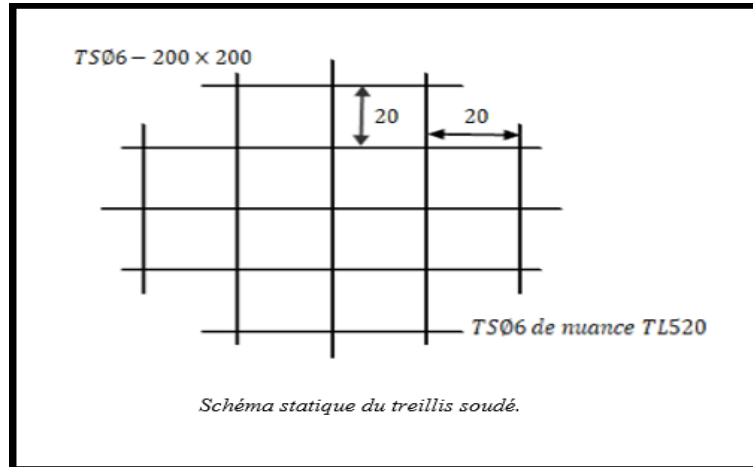


Figure III.2.3 : Schéma statique du treillis soudé

III.2.3 Étude de la poutrelle :

III.2.3.1 Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'axe de deux poutrelles successives ($l'=65\text{cm}$).

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, \frac{2L_1}{3} \right)$$

- b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- b : Distance entre axes des poutrelles.
- L : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$.
- L_1 : Longueur de la plus grande travée $l_1 = 340 - 30 = 310 \text{ m}$.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- h : hauteur totale de plancher corps creux. $16 + 4 = 20 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{310}{10} = 31 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2L_1}{3} = \frac{2 \times 310}{3} = 206,67 \text{ cm}$$

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65$ Condition vérifiée.

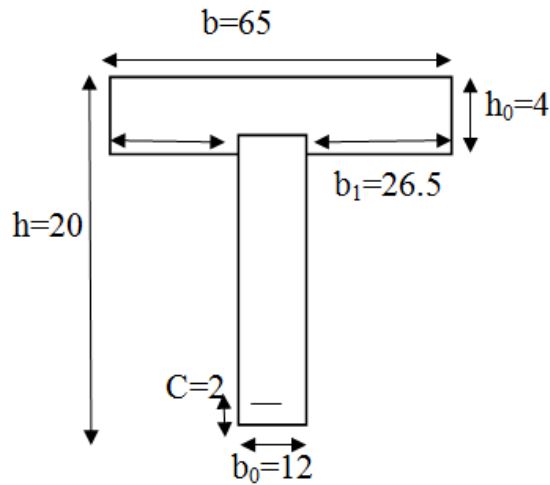


Figure : III-2.4 : Section en T.(cm)

III.2.3.2 Calcul de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l’entre axe de deux poutrelles successives (b=65cm).

a) Avant le coulage :

La poutrelle à considérer est une poutre de (12x4) cm², simplement appuyée sur deux extrémités (figure III.8). Elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et de la surcharge de l’ouvrier. Donc on aura à calculer une section rectangulaire (figure III.9)

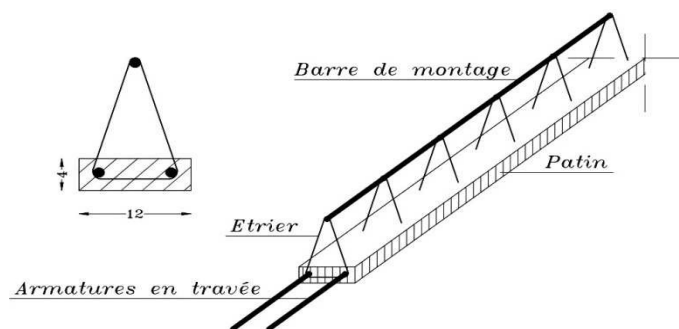


Figure III.2.5: schéma descriptif de la poutrelle

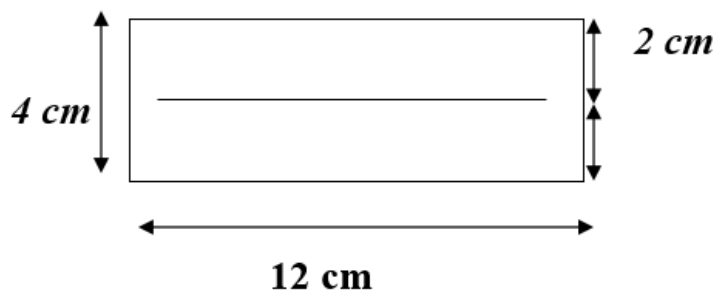


Figure. III-2.6 : dimensionnement de la section rectangulaire

b) . Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, supportant son poids propre, le poids du corps creux et la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher.

c). Chargement :**Charges permanentes et les charges d'exploitations :****1. Poids propre du plancher de :**

Étage courant $G=5,04 \times 0,65=3,276\text{KN/ml}$

Terrasse inaccessible..... $G=5,69 \times 0,65=3,698\text{KN/ml}$

2. Surcharge d'exploitation :

Étage RDC $Q=2,5 \times 0,65=1,625\text{KN/ml}$

Étage courants à usage d'habitation $Q=1,5 \times 0,65=0,975\text{KN/ml}$

Terrasse inaccessible $Q=1 \times 0,65=0,65\text{KN/ml}$

d) Combinaison de charges :**▪ Plancher RDC à :**

-ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,276) + (1,5 \times 1,625) = 6,860\text{KN/ml}$

- ELS : $q_s = G + Q = 3,276 + 1,625 = 4,901\text{KN/ml}$

▪ Plancher étage courant à usage d'habitation :

-ELU: $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,276) + (1,5 \times 0,975) = 5,885\text{KN/ml}$

-ELS : $q_s = G + Q = 3,276 + 0,975 = 4,251\text{KN/ml}$.

❖ Remarque :

Vu la différence des surcharges entre le RDC et les autres étages on effectuera le calcul pour le cas plus **défavorable**, pour notre structure c'est le Plancher de RDC.

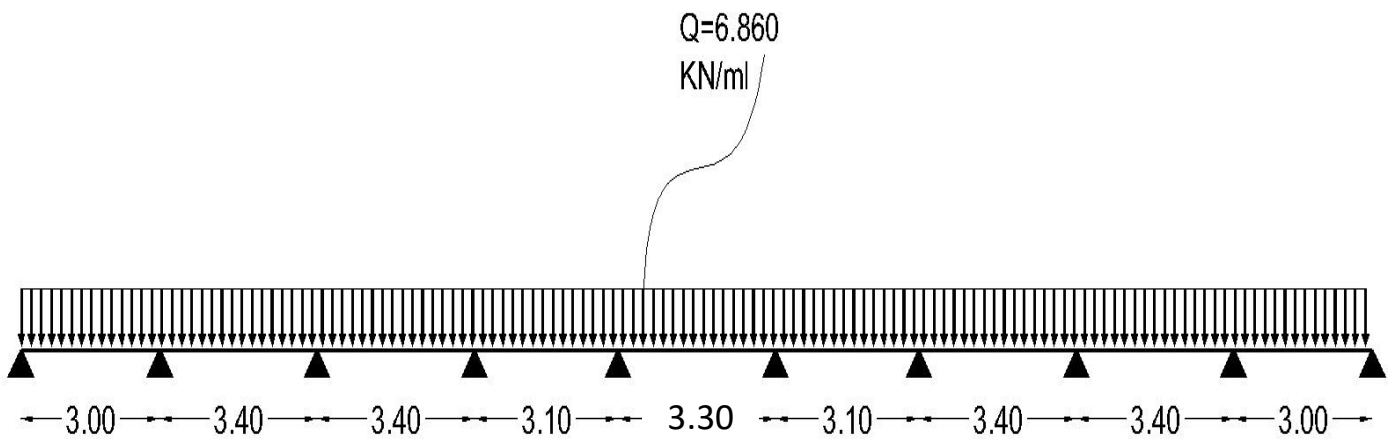


Figure III.2.7 : Schéma statique de la poutre

Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

- ❖ Méthode forfaitaire.
 - ❖ Méthode de trois moments.
 - ❖ Méthode de Caquot.
- ☞ Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

✓ Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes : (**Art B.6.210BAEL91 modifiée 99**)

- ◆ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.

Donc la surcharge d'exploitation doit vérifier la relation :

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/ml})$$

Avec $Q = 2,5 \text{ KN/ml} \leq \max (2 \times 3, 276 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- ◆ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.....**condition vérifiée**
- ◆ Les portées successives sont un rapport compris entre 0,8 et 1,25. C.-à-d. : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3.00}{3.40}=0,88 \\ \frac{3.40}{3.40}=1 \\ \frac{3.40}{3.30}=1,09 \\ \frac{3.30}{3.40}=0,93 \\ \frac{3.3}{3.1}=1.06 \\ \frac{3.1}{3.4}=0.91 \\ \frac{3.4}{3.4}=1 \\ \frac{3.40}{3.00}=1,13 \end{array} \right\} \quad \text{condition vérifiée}$$

- ◆ La fissuration est considérée comme non préjudiciable..... **condition vérifiée.**
- ☞ Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

III.2.4 Exposé de la méthode :

▪ **Calcul du rapport de charge α :**

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation,

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

▪ **Calcul des moments fléchissant :**

Soit : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

l : longueur entre nus des appuis.

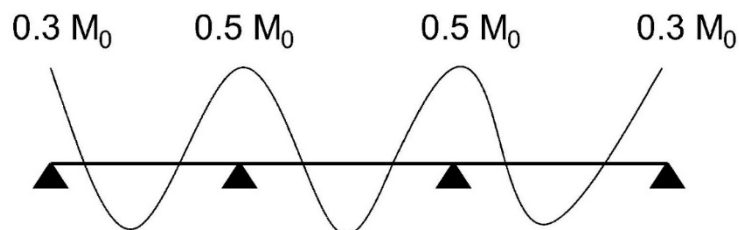
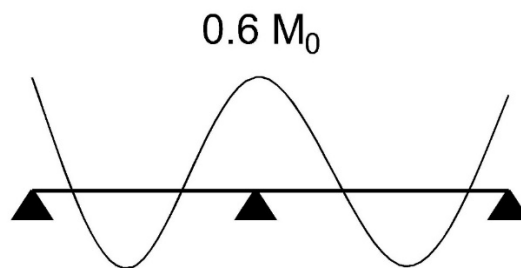
M_W : valeur absolue du moment du moment sur l'appui de gauche.

M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

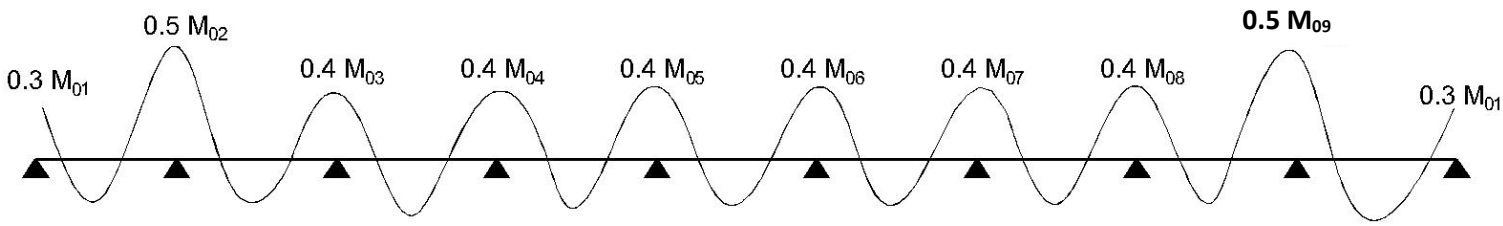
M_t = moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \left\{ 1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.
- La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :
 - $0,6M_0$ pour une poutre de deux travées
 - $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
 - $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées
 - $0,3M_0$ pour les appuis de rives



Dans notre cas on a une poutre reposant sur dix (10) appuis, on aura le diagramme suivant :



Remarque : D'après les calculs on apprît le cas le plus défavorable.

Application de la méthode forfaitaire :

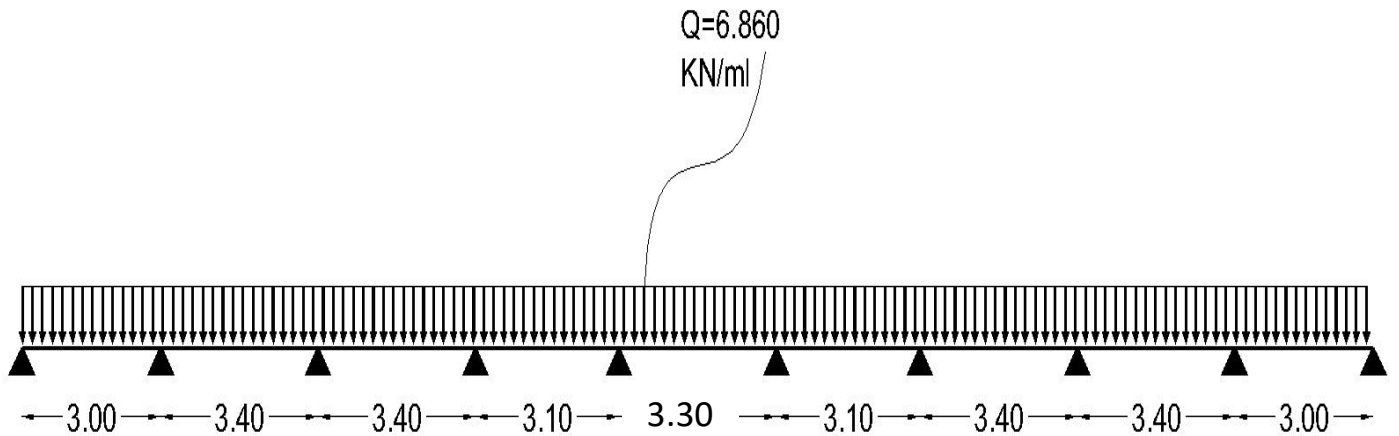


Figure III.2.8 : Diagramme des moments.

- A l'ELU : $qu=1,35G+1,5Q= 6,860KN/ml$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{2,5}{2,5+5,04} = 0,331 \quad \text{donc} \quad 0 \leq \alpha = 0,331 \leq 0,667 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,099 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,549 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,649 \text{ (travée de rive)} \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01}=M_{09}=\frac{qul^2}{8}=\frac{6,860 \times 3^2}{8}=7,717 \text{KN.m}$$

$$M_{02}=M_{03}=M_{07}=M_{08}=\frac{qul^2}{8}=\frac{6,860(3,40)^2}{8}=9,913 \text{KN.m}$$

$$M_{05}=\frac{6,860 \times 3,3^2}{8}=9,338 \text{KN.m}$$

$$M_{04}=M_{06}=\frac{qul^2}{8}=\frac{6,860(3,1)^2}{8}=8,240 \text{KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A=0,3M_{01}=0,3(7,717)=-2,313 \text{KN.m}$$

$$M_B=0,5 \max (M_{01}; M_{02})=0,5(9,913)=-4,956 \text{KN.m}$$

$$M_C=0,4 \max (M_{02}; M_{03})=0,4(9,913)=-3,965 \text{KN.m}$$

$$M_D=0,4 \max (M_{03}; M_{04})=0,4(9,913)=-3,965 \text{KN.m}$$

$$M_E=0,4 \max (M_{04}; M_{05})=0,4(9,338)=-3,735 \text{KN.m}$$

$$M_F=0,4 \max (M_{05}; M_{06})=0,4(9,338)=-3,735 \text{KN.m}$$

$$M_G=0,4 \max (M_{06}; M_{07})=0,4(9,913)=-3,965 \text{KN.m}$$

$$M_H=0,4 \max (M_{07}; M_{08})=0,4(9,913)=-3,965 \text{KN.m}$$

$$M_I=0,5 \max (M_{08}; M_{09})=0,5(9,913)=-4,956 \text{KN.m}$$

$$M_J=0,3 \max(M_{09})=0,3(7,717)=-2,313 \text{KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

- **Étude de la travée AB :** (travée de rive AB=IJ)

$$M_t^{AB} \geq \max (1,05M_{01} ; (1+0,3\alpha) M_{01})-\frac{MA+MB}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (1,05 \times 7,717 ; (1,099 \times 7,717))-\frac{2,313+4,956}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (8,102 ; 8,483) -3,634$$

$$M_t^{AB} \geq 4,849 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,64965 \times 7,717 = 5,013 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 5,013 \text{ KN.m}$

- **Étude de la travée BC :** (travée d'intermédiaire BC=HI)

$$M_t^{BC} \geq \max (1,05M_{02} ; (1+0,3\alpha) M_{02}) - \frac{MB+MC}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (1,05 \times 9,913 ; 1,099 \times 9,913) - \frac{4,956+3,965}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (10,408 ; 10,897) - 4,460$$

$$M_t^{BC} \geq 6,437 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,549 \times 9,913 = 5,442 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 6,437 \text{ KN.m}$

- **Étude de la travée CD :** (travée d'intermédiaire CD=GH)

$$M_t^{CD} \geq \max (1,05M_{03} ; (1+0,3\alpha) M_{03}) - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max (1,05 \times 9,913 ; 1,099 \times 9,913) - \frac{3,965+3,965}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max (10,408 ; 10,894) - 3,965$$

$$M_t^{CD} \geq 6,929 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,549 \times 9,913 = 5,214 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 6,929 \text{ KN.m}$

- **Étude de la travée DE :** (travée d'intermédiaire DE=FG)

$$M_t^{DE} \geq \max (1,05M_{04} ; (1+0,3\alpha) M_{04}) - \frac{MD+ME}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max (1,05 \times 9,338 ; 1,099 \times 9,338) - \frac{3,965+3,338}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max (9,805 ; 10,262) - 3,85$$

$$M_t^{DE} \geq 6,412 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,549 \times 9,338 = 6,412 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 6,412 \text{ KN.m}$

- **Étude de la travée EF : (travée d'intermédiaire)**

$$M_t^{EF} \geq \max (1,05M_{05} ; (1+0,3\alpha) M_{05}) - \frac{ME+MF}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max (1,05 \times 9,913 ; 1,099 \times 9,913) - \frac{3,735+3,735}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max (10,408 ; 10,262) - 3,735$$

$$M_t^{EF} \geq 6,527 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,549 \times 9,338 = 5,132 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{EF} = 6,527 \text{ KN.m}$

- **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU) :**

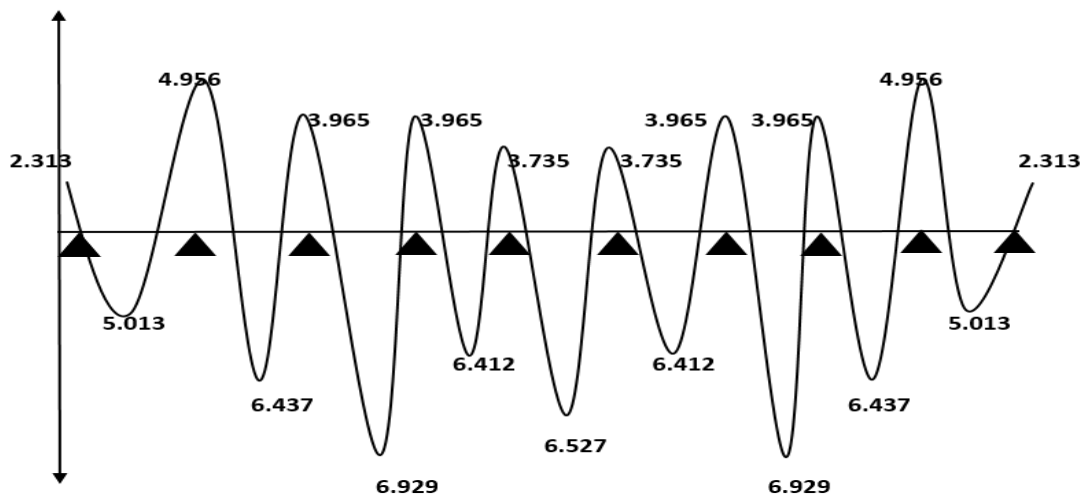


Figure III .2.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = v(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} ; \quad \text{avec} \begin{cases} V_w = \frac{quL_i}{2} \\ V_e = -\frac{quL_i}{2} \end{cases}$$

Avec : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui. V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

▪ **A'ELU :**

Travée de rive AB :

$$T_A = qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = 6,860 \times \frac{3}{2} + \frac{4,956-2,313}{3} = 11,17 \text{KN}$$

$$T_B = -qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = -6,860 \times \frac{3}{2} + \frac{4,956-2,313}{3} = -9,41 \text{KN}$$

Travée BC (GH et HI) :

$$T_B = qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = 6,860 \times \frac{3,4}{2} + \frac{4,956-2,313}{3,4} = 11,953 \text{KN}$$

$$T_C = -qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = -6,860 \times \frac{3,4}{2} + \frac{4,956-2,313}{3,4} = -11,371 \text{KN}$$

Travée CD :

$$T_C = qu \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = -6,860 \times \frac{3}{2} + \frac{4,956-3,965}{3,4} = 11,953 \text{KN}$$

$$T_D = -qu \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = -6,860 \times \frac{3,4}{2} + \frac{4,956-2,313}{3,4} = -11,371 \text{KN}$$

Travée DE(FG) :

$$T_D = qu \frac{LDE}{2} + \frac{ME-MD}{LDE} = -6,860 \times \frac{3,1}{2} + \frac{3,735-3,965}{3,1} = 10,558 \text{KN}$$

$$T_E = qu \frac{LDE}{2} + \frac{ME-MD}{LDE} = -6,860 \times \frac{3,1}{2} + \frac{3,735-3,965}{3,1} = -10,707 \text{KN}$$

Tableau III.2.1 : résultats à l'ELU

	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ
L_i	3	3.4	3.4	3.1	3.3	3.1	3.4	3.4	3
M_{i+1}	4.956	3.965	3.965	3.735	3.735	3.965	3.965	4.956	2.313
M_i	2.313	4.956	3.965	3.965	3.735	3.735	3.965	3.965	4.956
$\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$	0.881	-0.291	0	-0.074	0	0.074	0	0.291	-0.881
$qu.L_i/2$	10.29	11.662	11.662	10.633	11.319	10.633	11.662	11.662	10.29
T_w	11.17	11.371	10.558	10.707	10.558	10.707	10.558	11.953	9.41
T_e	-9.41	-11.953	-10.558	-10.707	-10.558	-10.707	-10.558	-11.371	-11.17

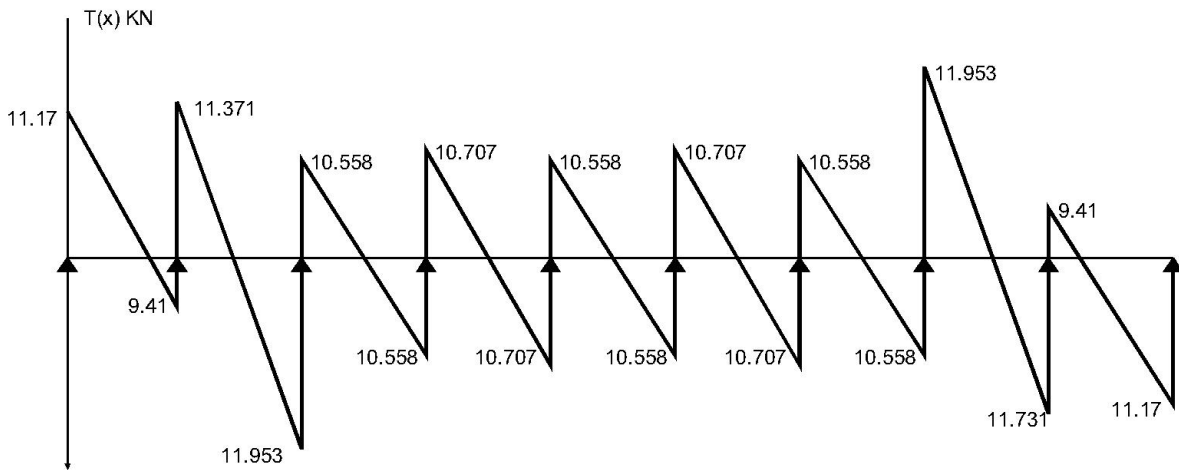


Figure III. 2.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Remarque :

Après avoir faits les calculs des deux cas on a trouvé le cas le plus défavorable est celui de premier cas, on ignore le deuxième cas.

III.2.5 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage sera calculé avec les moments max en travée et aux appuis.

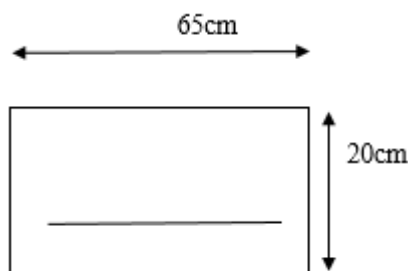
a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 6,929 \text{KN.m} \text{ et } M_a^{\max} = 4,956 \text{KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{cm} ; b_0 = 12 \text{cm} ; h = 20 \text{cm} ; h_0 = 4 \text{cm} ; d = 18 \text{cm}$$



❖ **En travée :**

Moment équilibré par la table de compression M_0 , position de l'axe neutre

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 6,929 \text{ KN.m} \ll M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

Conclusion :

La section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

Sections d'armatures

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,929 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0,02 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,988$$

$$A = \frac{M_{t\max}}{\beta x d x \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,929 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times \frac{400 \times 10^2}{1,15}} = 1,120 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12=3,39cm²**

❖ **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{a\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4,956}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,090$$

$$\mu = 0,090 < \mu_l = 0,392 \quad \mu = 0,090 \quad \beta = 0,953$$

$$A_s = \frac{M_{a\max}}{\beta x d x \gamma_s} = \frac{4,956 \times 10^3}{0,953 \times 18 \times 348} = 0,830 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{2HA12=2,26 \text{ cm}^2}$$

Armatures transversales : (Art A7.2,2/BAEL91 modifié 99)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} \mid \phi_l \mid \frac{b_0}{10} \right)$$

\emptyset_t : diamètre des armatures transversales

\emptyset_l : diamètre des armatures longitudinales

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{20}{35} | 10 | \frac{12}{10}\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min(0,571 | 10 | 1,2)$$

$$\emptyset_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On prend $A_s = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales : Est donnée par le règlement (**Art A.5.1,23/BAL91 modifié 99**)

$$S_t \leq \min\{0,9d | 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{16,2 \text{ cm} | 40 \text{ cm}\}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

En travée : $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$

III.2.6 Vérification à l'ELU :

III.2.6.1 Condition de non fragilité du béton et de la section minimales : (Art B4.2.1 BAEL91 modifié 99)

Calcul de la section minimale :

❖ **Aux appuis :**

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$ avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{\min} = 0,261 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ En travée :

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23bdft_{28}}{f_e}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,412 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{\min} = 1,412 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,39 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.2.6.2 Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } T_{max} = 11,953 \text{ KN}$$

➤ Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,20 \frac{25}{1,5} ; 5 \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{11,953 \times 1000}{120 \times 180} = 0,553 \quad \tau_u = 0,553 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

☞ Pas de risque de cisaillement.

III.2.6.3 Vérification d'adhérence et d'entraînement des**Barres : (Art 6.1.3 BAEL91 modifiée 99)**

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1,5$ coefficient scellement HA

$\sum U_i$ = somme des périmètres utiles des barres

• Aux appuis :

$$\sum U_i = n \pi \phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,953 \times 10}{0,9 \times 18 \times 75,36} = 0,979 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0,979 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,953 \times 10}{0,9 \times 18 \times 11,304} = 0,653 \text{ MPa}$$

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0,653 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

III.2.6.4 L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art A5.1.313 ; BAEL91 modifiée99)

- **Appuis de rive :**

$$\frac{2T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_c 28}{\gamma b} \quad \text{Avec : } a_0 = 0,9d \quad \text{il faut vérifier que :}$$

$$T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{b_0 f_c 28}{\gamma b} = \frac{0,36 d b_0 f_c 28}{\gamma b}$$

$$T_{max} \leq \frac{0,36 \times 18 \times 12 \times 25}{1,5} 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$T_{max} = 11,17 \text{ KN} < T = 129,6 \text{ KN}$ **Condition vérifiée**

- **Appuis intermédiaire :**

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{b_0 f_c 28}{\gamma b} = \frac{0,36 d b_0 f_c 28}{\gamma b}$$

$$T_{max} \leq \frac{0,36 \times 18 \times 12 \times 25}{1,5} 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$T_{max} = 11,953 \text{ KN} < T = 129,6 \text{ KN}$ **Condition vérifiée**

III.2.6.5 L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : (A.5.1.312 BAEL91 modifié99)

- **Appuis de rive :**

$$A \geq (T_{max} - \frac{M_{amax}}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (11,17 - \frac{2,315 \times 100}{0,9 \times 18}) \frac{1,15}{400} = -0,089 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A = -0,089 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

- **Appuis intermédiaire :**

$$A \geq (T_{max} - \frac{M_{amax}}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (11,17 - \frac{6,473 \times 100}{0,9 \times 18}) \frac{1,15}{400} = -0,827 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 > A = -0,827 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

III.2.6.7 Ancrage des armatures : (longueur de scellement) (Art6.1.22 BAEL91modifié99)

Longueur de scellement doit : $L_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{su}}$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1,5$ coefficient scellement HA

$$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 1 = 40 \quad \text{on prend : } L_s = 40 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la portée encrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm ; Nous adoptons des crochets à } 45^\circ \text{ avec une longueur } L_c = 16 \text{ cm.}$$

III.2.7 Vérification à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts interne à l'ELS.

$$\text{-ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,860 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 4,901 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,901}{6,860} = 0,71$$

$$\text{▪ A - ELS : } q_s = G + Q = 4,901 \text{ KN/ml}$$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{2,5}{2,5 + 5,04} = 0,331 \quad \text{donc } 0 \leq \alpha = 0,331 \leq 0,667 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Nous aurons besoin pour nous calcule, les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,099 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,549 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,649 \text{ (travée de rive)} \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01}=M_{09}=\frac{qsl^2}{8}=\frac{4,901x3^2}{8}=\mathbf{5,513 \text{ KN.m}}$$

$$M_{02}= M_{03}= M_{07}=M_{08}=\frac{qsl^2}{8}=\frac{4,901(3,40)^2}{8}=\mathbf{7,081 \text{ KN.m}}$$

$$M_{05}=\frac{qsl^2}{8}=\frac{4,901(3,30)^2}{8}=\mathbf{6,671 \text{ KN.m}}$$

$$M_{04} = M_{06} = \frac{qsl^2}{8} = \frac{4,901(3,1)^2}{8} = \mathbf{5,88 \text{ KN.m}}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A= 0,3M_{01}=-0,3(5,513) = \mathbf{-1,653 \text{ KN.m}}$$

$$M_B= -0,5 \max (M_{01}; M_{02})=-0,5(7,081) = \mathbf{-3,540 \text{ KN.m}}$$

$$M_C= -0,4 \max (M_{02}; M_{03})=-0,4(7,081) = \mathbf{-2,832 \text{ KN.m}}$$

$$M_D= -0,4 \max (M_{03}; M_{04})=-0,4(7,081) = \mathbf{-2,832 \text{ KN.m}}$$

$$M_E= -0,4 \max (M_{04}; M_{05})=-0,4(6,671) = \mathbf{-2,668 \text{ KN.m}}$$

$$M_F= -0,4 \max (M_{05}; M_{06})=-0,4(6,671) = \mathbf{-2,668 \text{ KN.m}}$$

$$M_G= -0,4 \max (M_{06}; M_{07})= -0,4(7,081) = \mathbf{-2,832 \text{ KN.m}}$$

$$M_H= -0,4 \max (M_{07}; M_{08})=-0,4(7,081) = \mathbf{-2,832 \text{ KN.m}}$$

$$M_I= -0,5 \max (M_{08}; M_{09})=-0,5(7,081) = \mathbf{-3,540 \text{ KN.m}}$$

$$M_J= -0,3 \max(M_{09})=-0,3(5,513) = \mathbf{-1,653 \text{ KN.m}}$$

Calcul des moments en travées :

- **Étude de la travée AB :** (travée de rive AB=IJ)

$$M_t^{AB} \geq \max (1,05M_{01} ; (1+0,3\alpha) M_{01}) - \frac{M_A+M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (1,05x5,513; (1,053x5,513)) - \frac{1,653+3,540}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (5,788 ; 5,805) - 2,596$$

$$M_t^{AB} \geq 3,209 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,649 \times 5,513 = 3,577 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 3,557 \text{ KN.m}$

- **Étude de la travée BC :** (travée d'intermédiaire BC=HI)

$$M_t^{BC} \geq \max (1,05M_{02} ; (1+0,3\alpha) M_{02}) - \frac{MB+MC}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (1,05 \times 7,081 ; 1,053 \times 7,081) - \frac{3,540+2,832}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (7,435 ; 7,456) - 3,186$$

$$M_t^{BC} \geq 4,27 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,549 \times 7,081 = 3,887 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 4,27 \text{ KN.m}$

- **Étude de la travée CD :** (travée d'intermédiaire CD=GH)

$$M_t^{CD} \geq \max (1,05M_{03} ; (1+0,3\alpha) M_{03}) - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max (1,05 \times 7,081 ; 1,053 \times 7,081) - \frac{2,832+2,832}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max (7,435 ; 7,456) - 2,832$$

$$M_t^{CD} \geq 4,624 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,549 \times 7,081 = 3,887 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 4,624 \text{ KN.m}$

- **Étude de la travée DE :** (travée d'intermédiaire DE=FG)

$$M_t^{DE} \geq \max (1,05M_{04} ; (1+0,3\alpha) M_{04}) - \frac{MD+ME}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max (1,05 \times 5,88 ; 1,053 \times 6,671) - \frac{2,832+2,832}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max (6,174 ; 7,024) - 2,832$$

$$M_t^{DE} \geq 4,192 \text{KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,549 \times 6,671 = 3,662 \text{KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 4,192 \text{ KN.m}$

- **Étude de la travée EF : (travée d'intermédiaire)**

$$M_t^{EF} \geq \max (1,05M_{05} ; (1+0,3\alpha) M_{05}) - \frac{ME+MF}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max (1,05 \times 6,671 ; 1,053 \times 7,081) - \frac{2,832+2,832}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max (7,004 ; 7,456) - 2,832$$

$$M_t^{EF} \geq 4,624 \text{KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{05} = 0,549 \times 7,081 = 3,887 \text{KN.m}$$

On prend : $M_t^{EF} = 4,624 \text{ KN.m}$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELS) :

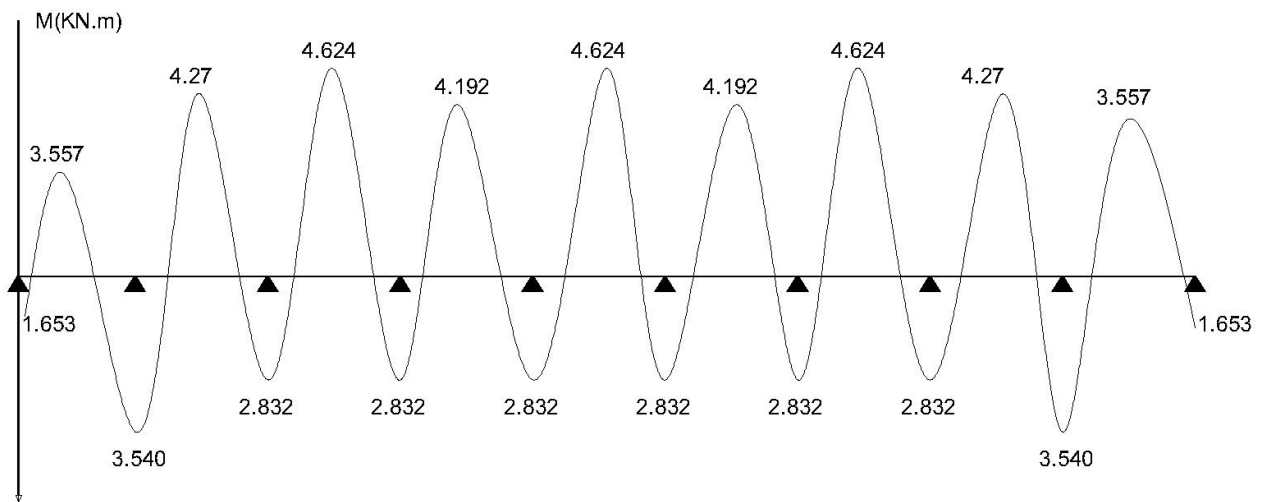


Figure III .2.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Figure III .2.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = v(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}; \quad \text{avec} \quad \begin{cases} V_w = \frac{qsL_i}{2} \\ V_e = -\frac{qsL_i}{2} \end{cases}$$

Avec : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui. V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

A'ELS :

Travée de rive AB :

$$T_A = qs \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 4,901 \times \frac{3}{2} + \frac{3,540 - 1,653}{3} = 7,98 \text{KN}$$

$$T_B = -qs \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -4,901 \times \frac{3}{2} + \frac{3,540 - 1,653}{3} = -6,722 \text{KN}$$

Travée BC (GH ET HI) :

$$T_B = qs \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 4,901 \times \frac{3,4}{2} + \frac{2,832 - 3,540}{3,4} = 8,123 \text{KN}$$

$$T_C = -qs \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 4,901 \times \frac{3,4}{2} + \frac{2,832 - 2,832}{3,4} = 8,332 \text{KN}$$

$$T_D = -qs \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -4,901 \times \frac{3,4}{2} + \frac{2,832 - 2,832}{3,4} = -8,332 \text{KN}$$

Travée DE :

$$T_D = qs \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 4,901 \times \frac{3,1}{2} + \frac{2,668 - 2,832}{3,1} = 7,656 \text{KN}$$

$$T_E = -qs \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -4,901 \times \frac{3,1}{2} + \frac{2,668 - 2,832}{3,1} = -7,538 \text{KN}$$

	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ
Li	3.00	3.40	3.40	3.10	3.30	3.10	3.40	3.40	3.00
Mi+1	3.540	2.832	2.832	2.832	2.832	2.832	2.832	3.540	1.653
Mi	1.653	3.540	2.832	2.832	2.832	2.832	2.832	2.832	3.540
$\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$	0.629	-0.208	0	0	0	0	0	0.208	-0.629
$\frac{qsL_i}{2}$	7.351	8.331	8.331	7.596	8.331	7.596	8.331	8.331	7.351
Te	-6.722	-8.539	-8.331	-7.538	-8.331	-7.538	-8.331	-8.123	-7.98
Tw	7.98	8.123	8.331	7.656	8.331	7.656	8.331	8.539	6.722

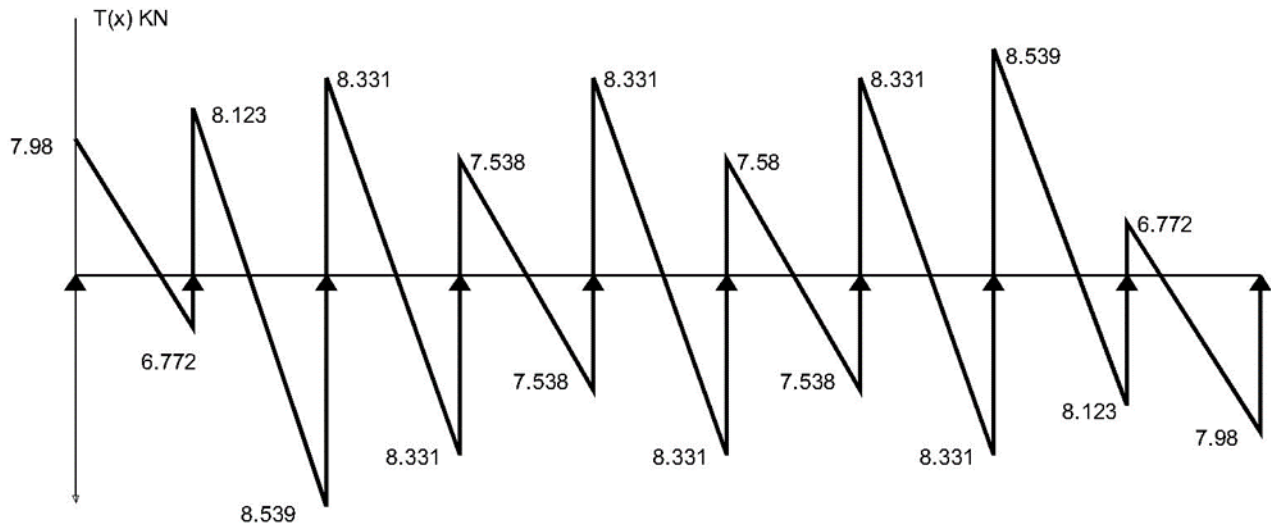


Figure III. 2.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Vérification à l'ELS :

Moment fléchissant max :

En travée : $M_t^{\max} = 4,624 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a^{\max} = 3,540 \text{ KN.m}$

a) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures selon (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99).

b) État limite de compression du béton :

En travée :

$M_t^{\max} = 4,624 \text{ KN.m}$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100At}{b_0d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1,569 \quad \beta = 0,492 \quad K_1 = 15,49$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.540 \times 10^3}{0,492 \times 18 \times 3.39} = 117,914 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b < \frac{1}{k} \sigma_{st} = \frac{1}{15.49} \times 117,914 = 7,61 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA}$$

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 3,540 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1,046 \longrightarrow \beta = 0,1828 \longrightarrow K_1 = 20,21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.540 \times 10^3}{0.1828 \times 18 \times 3.39} = 317,362 \text{ MPA} < 348 \text{ MPA}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b < \frac{1}{k} \sigma_{st} = \frac{1}{20.21} \times 317.362 = 15,70 \text{ MPA}$$

✓ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c) État limite de déformation : (Art AB 68.4.24 BAEL91 modifié 99)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : h : hauteur totale de la section

L : portée entre nus d'appuis

b_0 : largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite

M_0 : Moment isostatique maximum

M_t : Moment max en travée

$$\frac{20}{400} = 0,05 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{20}{400} = 0,05 \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{4,626}{15 \times 7,081} = 0,043 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

❖ Les armatures longitudinales :

- En travée : 3HA12=3,39cm²
- Aux appuis : 2HA12=2,26cm²

❖ Les armatures transversales : 2HA8=1,00cm²

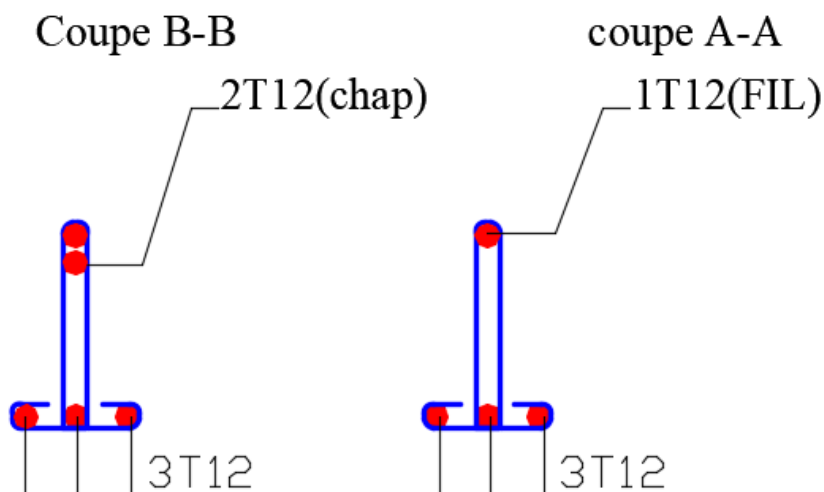


Figure III.2.14 : Schéma de ferrailage de la poutrelle

III.3 ESCALIER :

III.3.1 Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. La structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

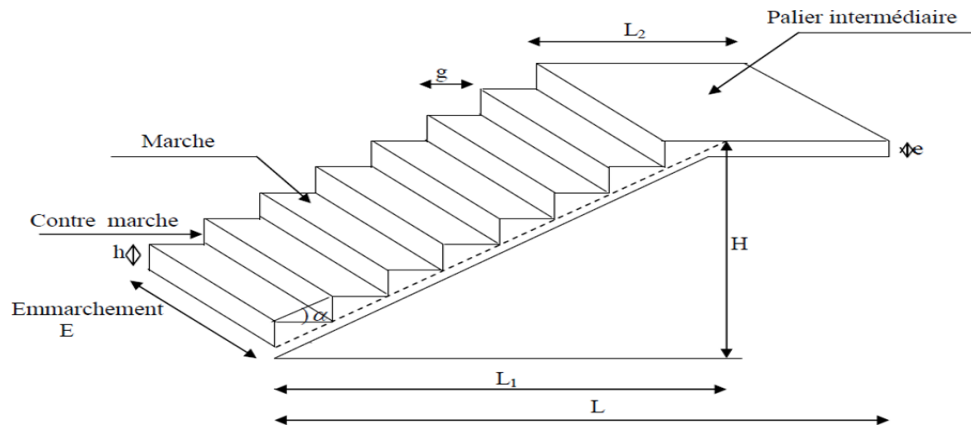


Figure III.3.1 : Schéma général d'un escalier droit

➤ **Les caractéristiques géométriques des escaliers :**

g : largeur de la marche

h : hauteur de la contre marche

e : épaisseur de la paillasse

H : hauteur de volée

l : portée de la paillasse

l₁ : longueur de la paillasse projetée

l₂ : largeur du palier

L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

La marche : est la partie horizontale qui reçoit les pieds.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches.

Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives.

Le giron (g) : est la longueur de la marche prise sur ligne de foulée, séparant deux contre marches.

Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées.

L'emmarchement : représentent la largeur utile de chaque marche la marche.

Échappée : hauteur libre de passage sous un obstacle est 2mètres minimum de la face supérieure de nez d'une marche d'escalier.

La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé elle supporte les marches et contre marches.

Reculement (développement) : est la longueur horizontale mesurée de l'escalier au sol.

III .3.2 Dimensionnement : (étage courant)

Pour le calcul on prend le cas le plus défavorable qui est l'escalier le plus grand nombre de marche, qui est l'escalier à deux volées.

Le dimensionnement des marches et contre marche sera déterminer par la formule de BLONDEL.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$59 \leq 2g + h \leq 66 \text{ cm}$$

$$16,5 \leq h \leq 17,5 \text{ cm}$$

Le nombre de contre marche (n) est égale à : $n = \frac{Ht}{h}$

Le nombre de girons est pris alors : $m = n - 1$

Application :

Hauteur étage courant : $H_t = 3,06 \text{ m}$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{306}{17} = 18 \quad \longrightarrow \quad \text{on prend 2 volée avec 9 contres marches}$$

Nombre de marche :

$$m = 9 - 1 = 8 \quad \longrightarrow \quad \text{on a 8 marches pour chaque volée}$$

Relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66$$

$$25 \leq g \leq 32 \quad \text{soit} \quad g = 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{la largeur de la marche est 30 cm}$$

Longueur de la marche

$$E = 5,36 - 0,3 - 0,3/2 = 2,38 \text{ m}$$

Longueur de la pailasse :

$$L = 8 \times 0,3 = 2,4 \text{ m}$$

Largeur de palier de repos : $L_p = 3,3 - 2,4 = 1 \text{ m}$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

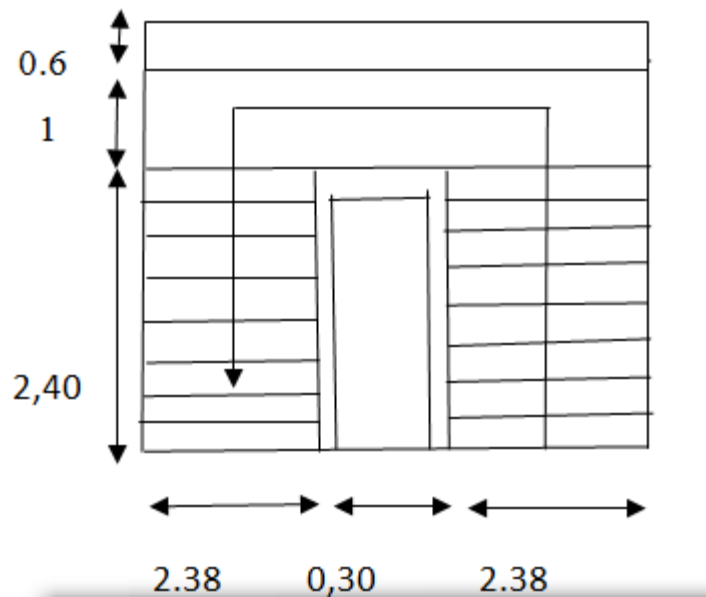


Figure III.3.2 : Vue en plan d'escalier.

❖ Pré dimensionnement de la paillasse :

Le dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux côtés.

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l} = \frac{1.53}{302.4} = 0,637 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 32,5^\circ$$

$$l_1 = 2.40 \text{ m}$$

$$l_2 = L_p = 1 \text{ m}$$

$$l_3 = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Donc } L = l_1 + l_2 + l_3$$

$$\frac{400}{30} \leq e_p \leq \frac{400}{20} \quad \longrightarrow \quad 13.33 \text{ cm} \leq e_p \leq 20 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 17 \text{ cm}$

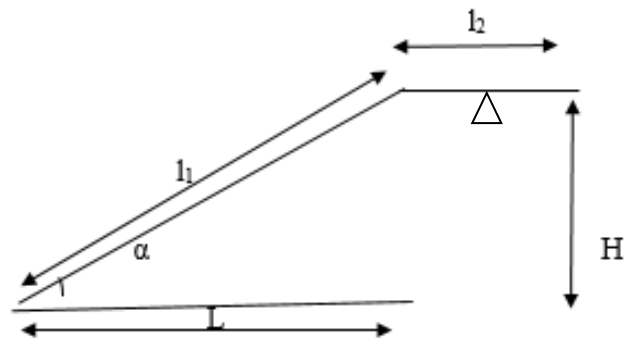


Figure III.3.3 : Schéma statique d'escalier

Conclusion : Nous prenons une épaisseur de 20cm pour tous les étages courants.

III.3.3 Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale et considérons une partie simplement appuyée en flexion simple.

❖ **Charge permanent :**

• **Palier :**

Élément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier en pose	0.02	18	0.36
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.2	25	5
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G=6.48

Tableau III.3.1 : charge permanent de palier

• **Volée (paillasse) :**

Élément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier en pose	0.02	18	0.36
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.2/cos(32.5)	25	5.931
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Poids de la marche	0.17/2	25	2.125
Garde-corps	0.2	1	0.2
			G=9.736

Tableau III.3.2 : charge permanent de volée

❖ **Charge d'exploitation :**

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

Volée : $Q_v=2,5\text{KN/m}^2$

Palier : $Q_p=2,5\text{KN/m}^2$

❖ **Combinaison de charges :**

Le problème d'étudier pour 1ml l'escalier :

À l'ELU : $q_u=(1,35G+1,5Q) \times 1\text{ml}$

• **Palier :**

$$q_{u_p} = 1,35G_p + 1,5Q_p$$

$$q_{u_p} = 1,35 \times 6,48 + 1,5 \times 2,5 = 12,498 \text{ KN/ml}$$

• **Volée :**

$$q_{u_v} = 1,35G_v + 1,5Q_v$$

$$q_{u_v} = 1,35 \times 9,736 + 1,5 \times 2,5 = 16,894 \text{ KN/ml}$$

a) **À l'ELS :** $q_s=(G+Q) \times 1\text{ml}$ • **Palier :**

$$q_{s_p} = G_p + Q_p$$

$$q_{s_p} = 6,48 + 2,5 = 8,98 \text{ KN/ml}$$

• **Volée :**

$$q_{s_v} = G_v + Q_v$$

$$q_{s_v} = 9,736 + 2,5 = 12,236 \text{ KN/ml}$$

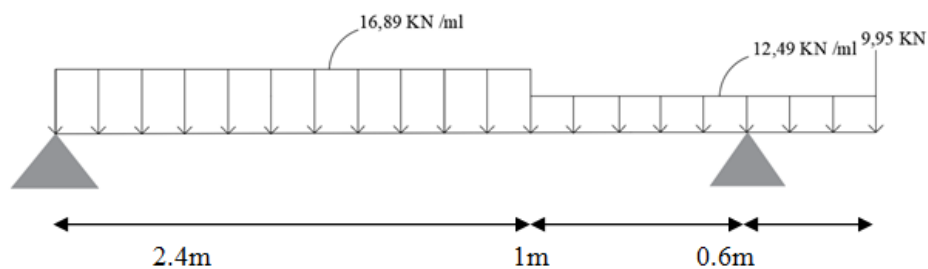
III.3.4 Calcul à l'ELU :

Figure III.3.4 : schéma statique d'escalier à l'ELU

❖ **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de RDM :

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 16.894 \times 2.4 + 12.498 \times 1 = \mathbf{53,02\text{KN}}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$3,40R_B = [(16,894 \times 2,4) (\frac{2,4}{2})] + [(12,498 \times 1)(\frac{1}{2} + 2,4)]$$

$$\mathbf{R_B = 24,95\text{KN}}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$3.40R_A = [(16,894 \times 2,4) (\frac{2,4}{2} + 1)] + [(12,498 \times 1)(\frac{1}{2})]$$

$$\mathbf{R_A = 28,06\text{KN}}$$

❖ **Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :**

• **1^{er} tronçon : $0.00 \leq X \leq 2,4\text{m}$ Effort tranchant :**

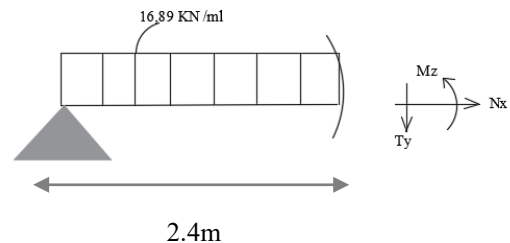
$$\Sigma F = 0$$

$$28,06 - 16,894x - T_y = 0 \quad \longrightarrow \quad T_y = 28,06 - 16,894x$$

Pour

$$X(m) = 0 \quad T_y(\text{KN}) = 28,06$$

$$X(m) = 2,4 \quad T_y(\text{KN}) = -12,47$$



Moment fléchissant :

$$\Sigma M = 0$$

$$28,06x - 16,894 \frac{x^2}{2} - M_z = 0 \quad \longrightarrow \quad M_z = -8,447x^2 + 28,06x$$

Pour :

$$X(m) = 0 \quad M_z(\text{KN.m}) = 0$$

$$X(m) = 2,4 \quad M_z(\text{KN.m}) = 18,62$$

2^{ème} tronçon $2,4 < x < 3,4\text{m}$

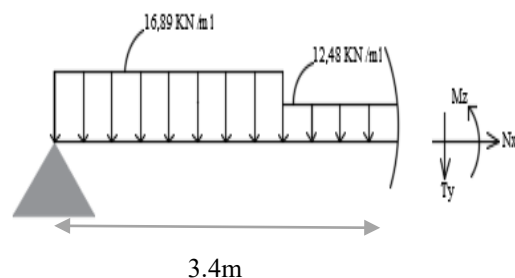
$$\Sigma F = 0$$

$$28,06 - 40,53 - 12,498x + 29,97 - T_y = 0$$

$$T_y = -12,498x + 17,5$$

$$\text{Pour } X(2,4) = \quad T_y(\text{KN}) = -12,47$$

$$\text{Pour } X(3,4) = \quad T_y(\text{KN}) = -24,96$$



Moment fléchissant :

$$\Sigma M = 0$$

$$28,06x - 40,53x + 48,63 - 6,24x^2 + 30x - 35 - M_z$$

$$-6,25x^2 + 17,5x + 12,63 = M_z(x)$$

Pour :

$$X(m) = 2,4 \quad M_z(\text{KN.m}) = 18,63$$

$$X(m) = 3,4 \quad M_z(\text{KN.m}) = -0,12$$

• **3^{ème} tronçon : $0.00 \leq X \leq 0,6m$**

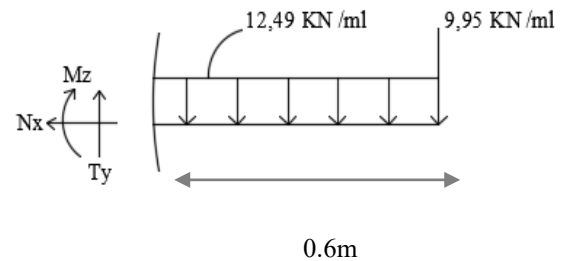
$$\Sigma F = 0$$

$$T_y - 12,498x - 9,95 = 0 \quad \longrightarrow \quad T_y = 12,498x + 9,95$$

Pour :

$$X(m) = 0 \quad T_y(\text{KN}) = 9,95$$

$$X(m) = 0,6 \quad T_y(\text{KN}) = 17,44$$



Moment fléchissant :

$$\Sigma M = 0$$

$$9,95x + 12,498 \frac{x^2}{2} + M_z = 0 \quad \longrightarrow \quad M_z = -6,25x^2 - 9,95x$$

Pour :

$$X(m) = 0 \quad M_z(\text{KN.m}) = 0$$

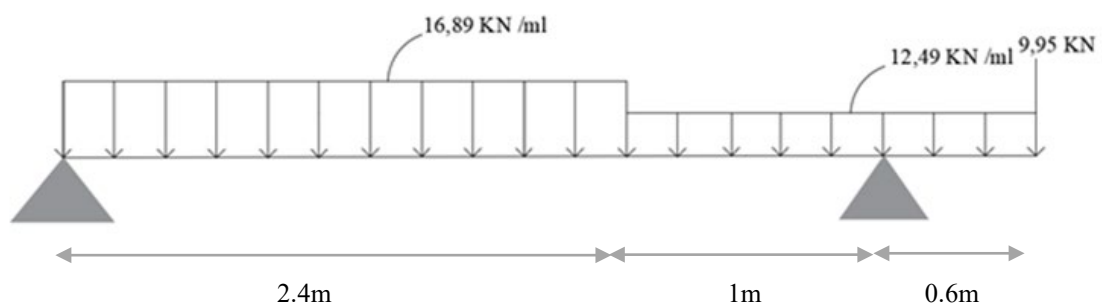
$$X(m) = 0,6 \quad M_z(\text{KN.m}) = -8,22$$

Moment maximum : le tronçon : $2,4 \leq x \leq 3,4$

$$\text{Pour } T_y = -12,49x + 17,5 = 0 \quad x = 1,4m$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = M(1,4) = 24,88 \text{KN.m}$$

• **Les diagrammes des efforts internes :**



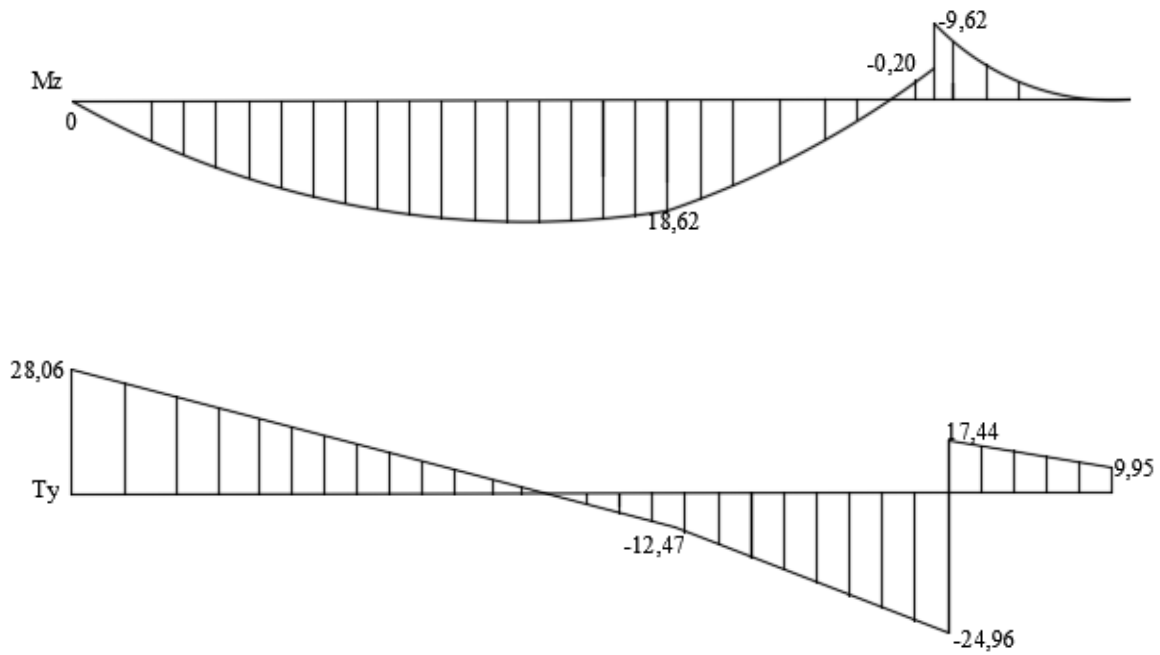


Figure III.3.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments ELU.

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum au niveau des appuis et en travée.

$$M^a = -0,3M_{max} = -0,3(24,88) = -7,464 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0,85M_{max} = 0,85(24,88) = 21,148 \text{ KN.m}$$

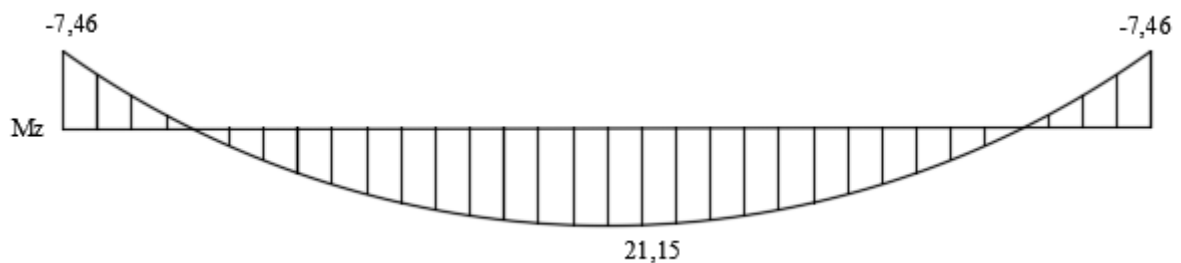


Figure III.3.6 : Diagramme des moments fléchissant réduits

III.3.4.1 Le ferrailage :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et bande de 1m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple en utilise les moments et les efforts calculés précédemment.

En travée :

a) Armatures principales :

$M_t=21,148 \text{ KN.m}$ $b=100\text{cm}$ $c=2\text{cm}$ $h=17\text{cm}$ $d=15\text{cm}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec : M_t : moment supportée par la section.

f_{bc} : Contrainte limite de compression dans le béton.

b et d dimensions de la section.

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21,148 \times 10^2}{100 \times 15^2 \times 1.42} = 0,066 \leq \mu_l = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad (A' = 0)$$

$$\mu_u = 0,066 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,966$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21,148 \times 10^2}{0,966 \times 15 \times 34,8} = 4,193 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_t = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

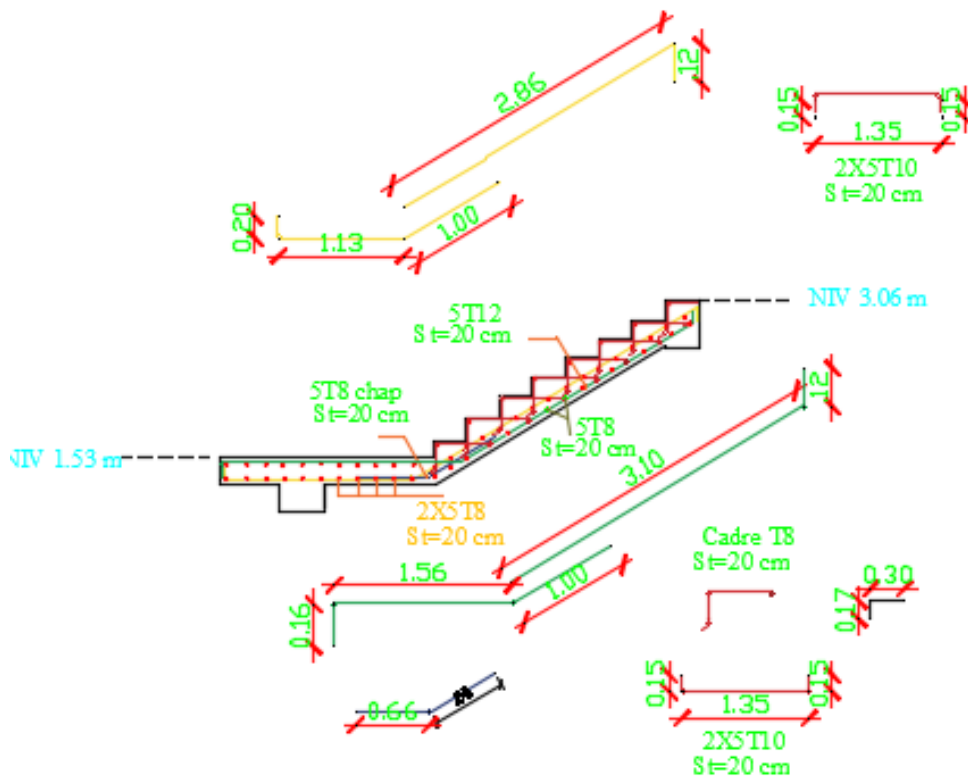


Figure III.3.7 : Schéma statique de ferrailage d'escalier à l'ELU

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ avec $St = 15\text{cm}$

Aux appuis :

$$M_a = 7,464\text{KN.m}$$

a) Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,464 \times 10^2}{100 \times 15^2 \times 1,42} = 0,024 \leq \mu_l = 0,392 \quad \longrightarrow \text{SSA} \quad (A' = 0)$$

$$\mu_u = 0,024 \longrightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,464 \times 10^2}{0,988 \times 15 \times 34,8} = 1,44\text{cm}^2$$

Soit $A_a = 5\text{HA}8 = 2,51\text{cm}^2$ avec $St = 20\text{cm}$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ avec $St = 25\text{cm}$

III.3.4.2 Les vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81\text{cm}^2$$

$$\text{Aux appuis: } A_a = 2,51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,81\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_t = 5,65\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1,81\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Espacement des barres :

Armatures principales :

$$S_t^{\max} = 15\text{cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$S_t^{\max} = 20\text{cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :**(Art 6-1-3/BAEL 91)**

$$\tau_{se} = \frac{vu}{0,9 \times d \times \Sigma u_i} \leq \tau_{su} = \Psi s \times ft28$$

Avec : Σu_i : somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\Sigma u_i = \Sigma n \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,06 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 157} = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \Psi s \times ft28 = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa, avec : } \Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = 1,32 \text{ MPa} < \tau_{su} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

c) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A5.1.1/BAEL91 modifié 99})$$

$$T_u^{\max} = 28,06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28,06 \times 10}{100 \times 15} = 0,187 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_c 28}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 0,187 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99-A-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times ft28 = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets.

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,328 = 16,931 \text{ cm}$$

Soit : $L_c = 17 \text{ cm}$.**f) L'influence de l'effort tranchant sur les appuis :**• **L'influence sur le béton :**On doit vérifier que : $\bar{T}_u^{\max} \leq \frac{0,4 f_c 28}{\gamma b} a b$ avec $a \leq 0,9 d$

$$T_u^{\max} = 28,06 \text{ KN} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 28,06 \text{ KN} \leq \bar{T}_u^{\max} 1080 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **L'influence sur l'acier :**

On doit vérifier que $A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_{\max} + \frac{Ma}{0,9d}) = \frac{1,5}{40} (28,06 - \frac{7,464 \times 10^2}{0,9 \times 150}) = 0,84 \text{ cm}^2$

$$A_a = 2,51 \text{ cm}^2 \geq 0,84 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III.3.5 Calcul à l'ELS :

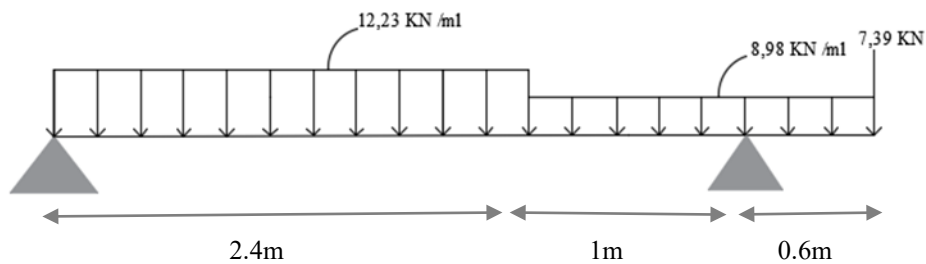


Figure III.3.8 : Schéma statique d'escalier à l'ELS

❖ **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de RDM :

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 12,236 \times 2,4 + 8,98 \times 1 = \mathbf{38,33 \text{ KN}}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$3,40 R_B = [(12,236 \times 2,4) (\frac{2,4}{2})] + [(8,98 \times 1) (\frac{1}{2} + 2,4)]$$

$$\mathbf{R_B = 18,01 \text{ KN}}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$3,40 R_A = [(12,236 \times 2,4) (\frac{2,4}{2} + 1)] + [(8,98 \times 1) (\frac{1}{2})]$$

$$\mathbf{R_A = 20,32 \text{ KN}}$$

❖ **Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :**

- **1^{er} tronçon : $0,00 \leq X \leq 2,4 \text{ m}$ Pour :**

Effort tranchant :

$$\Sigma F=0$$

$$20,32-12,236x-Ty=0 \quad \longrightarrow \quad Ty=20,32-12,236x$$

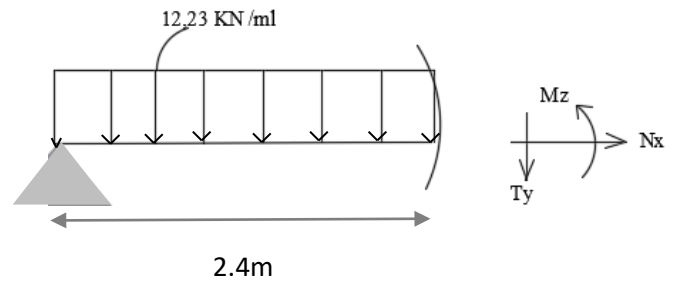
$$X(m)=0 \quad Ty(KN) =20,32$$

$$X(m)=2,4 \quad Ty (KN) =-9,04$$

Moment fléchissant :

$$\Sigma M=0$$

$$20,32x-12,236\frac{x^2}{2}-Mz=0 \quad \longrightarrow \quad Mz=-6,118x^2+20,32x$$



Pour :

$$X(m)=0 \quad Mz (KN.m) =0$$

$$X(m)=2,4 \quad Mz (KN.m) =13,52$$

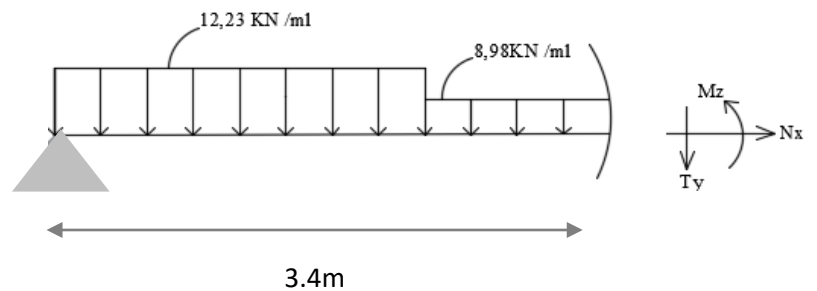
2ème tronçon : $2,40 \leq x \leq 3,40m$

$$20,32-29,35-8,98x+21,55-Ty$$

$$Ty=-8,98x+12,52$$

$$X=2,4 \quad \longrightarrow \quad Ty=-9,03$$

$$X=3,4 \quad \longrightarrow \quad Ty=-18,01$$



Moment fléchissant :

$$20,32x-(12,23 \times 2,4 \times (x-1,2))-8,98(x-2,4)\left(\frac{x-2,4}{2}\right)$$

$$Mz=-4,49x^2+12,52x+9,13$$

Pour :

$$X=2,4 \quad Mz (KN.m) =13,31$$

$$X=3,4 \quad Mz (KN.m) =-0,20$$

- 3^{eme} tronçon : $0.00 \leq X \leq 0,6m$

Effort tranchant :

$\Sigma F=0$

$Ty + 7,39 - 8,98x = 0 \quad \longrightarrow \quad Ty = 8,98x + 7,39$

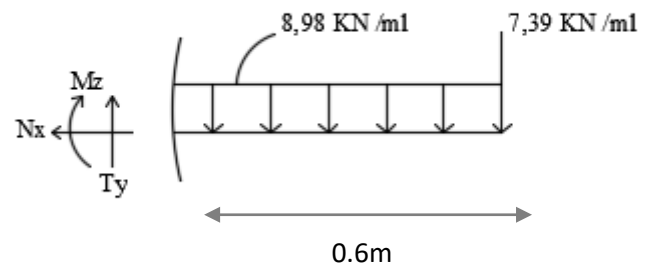
Pour :

$X(m)=0 \quad Ty(KN) = 7,39$

$X(m)=0,6 \quad Ty(KN) = 12,77$

Moment fléchissant :

$\Sigma M = 0,7,39x + 8,98 \frac{x^2}{2} + Mz = 0 \quad \longrightarrow \quad Mz = -4,49$



Pour :

$X(m)=0 \quad Mz(KN.m) = 0$

$X(m)=0,6 \quad Mz(KN.m) = -6,05$

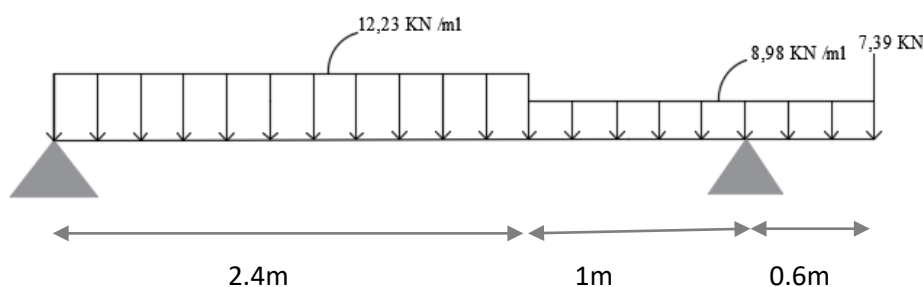
Moment maximum : le tronçon : $2.40 \leq x \leq 3.40$

Pour $Ty = -8,98x + 12,52 = 0$ avec : $x = 1,4m$

Donc : $M_{max} = M(1,4) = -4,49(1,4)^2 + 12,52(1,4) = 17,85 KN.m$

- Le $M^a = -0,3M_{max} = -0,3(17,85) = -5,35 KN.m$
- $M^t = 0,85M_{max} = 0,85(17,85) = 15,17 KN.m$

Diagrammes des efforts internes :



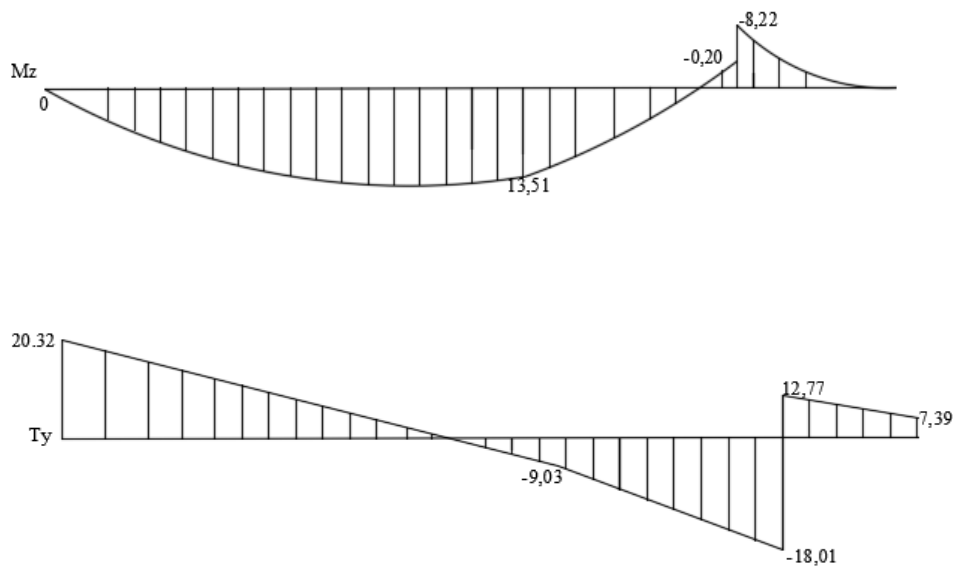


Figure III.3.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments ELS

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum au niveau des appuis et en travée.

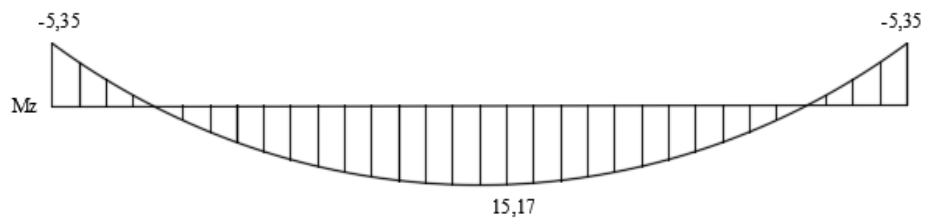


Figure III.3.10 : Diagramme des moments fléchissant réduits à l'ELS

III.3.5.1 Vérification à L'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton : (A.4.5.2 BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} \leq \sigma_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

En travée :

Les sections adoptées à l'ELU en travée sont :

$$A_{st} = 5 \text{HA}12 = 5,65 \text{cm}^2$$

$$M_{tser} = 15,17 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{\beta \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0,379 \quad \beta_1 = 0,905 \quad k_1 = 37,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{15.17 \times 10^6}{0.905 \times 150 \times 565} = 197,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{197,78}{37,63} = 5,256 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,256 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

La section adoptée à l'ELU aux appuis est :

$$A_{sa} = 5 \text{ HA}10 = 2,51 \text{ cm}^2 \quad M_{\text{ser}}^a = 5,35 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{\beta \cdot d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 15} = 0,169 \quad \beta_1 = 0,933 \quad k_1 = 59,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.35 \times 10^6}{0.933 \times 150 \times 251} = 152,302 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{152,302}{59,63} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

Vérification de la flèche : (B.6.5.2 BAEL 91)

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{17}{400} = 0,0425 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

Condition non vérifiée. Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

Calcul de la flèche:

On doit vérifier la formule suivante :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm.}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{smax} L^4}{E_v I_0} \leq \bar{f}$$

Avec : I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \frac{b}{3} + 15 \times (y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b \times h + 15 \times A_{st}} = \frac{100 \times \frac{17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5.65} = 8,80 \text{ cm}$$

$$y_2 = 17 - 8,80 = 8,20 \text{ cm}$$

$$I_0 = (8,80^3 + 8,20^3) \times \frac{100}{3} + 15 \times 5.65 \times (8,20 - 2)^2 = 44352,45 \text{ cm}^2$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_v = 10818,86 \text{ MPa}$

$$f = \frac{5}{384} \frac{12.236 \times 340^4}{10818.86 \times 10^3 \times 44352,45 \times 10^{-8}} = 0,00443 \text{ m} = 0,443 \text{ cm}$$

$$f = 0,443 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,86 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour les deux volées.

III.4 Poutre palière :

III.4.1 Introduction :

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ($b \times h$), avec une portée de 330 cm, reposant sur deux appuis (partiellement encastree dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mur de dessus.

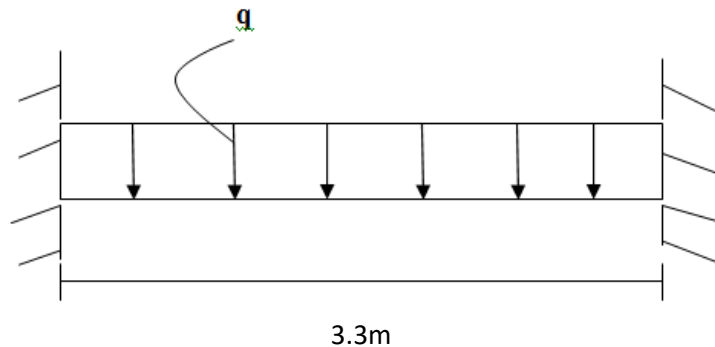


Figure III.4 .1 : schéma statique de calcul.

III.4.2 Pré dimensionnement :

La hauteur :

Leur hauteur est donnée par : $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

Avec : L=340cm

$$\frac{340}{15} \leq ht \leq \frac{340}{10} \quad \longrightarrow \quad 22,67\text{cm} \leq ht \leq 34\text{cm}$$

On opte pour : **ht=30cm**

La largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

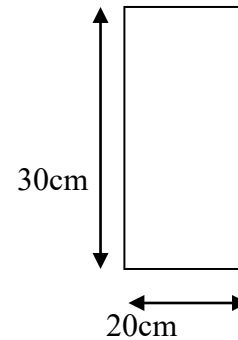
Largeur de la poutre palière. $0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \longrightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$

On opte pour : **b=20cm**

Vérification des conditions de RPA99 (ART 7.4.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 20[cm] > 20[cm] \dots\dots\dots CV \\ h = 30[cm] > 30[cm] \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,17 < 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc ht=30cm et b=20cm



III.4.2 Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $25 \times 0,20 \times 0,3 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur extérieur : $G = 2,55 \times (3,06 - 0,2) = 7,29 \text{ KN/ml}$

$G = G_M + G_P = 7,29 + 1,5 = 8,79 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui : on prend le cas le plus défavorable

ELU : $T_u = R_B = 24,95 \text{ kN}$

ELS : $T_s = R_B = 17,97 \text{ kN}$

Calcul à L'ELU :

a) Combinaison de charge à L'ELU :

ELU : $q_u = 1,35G + R_B$

$q_u = 1,35 \times 8,79 + 24,95 = 36,82$

$q_u = 36,82 \text{ KN/ml}$

b) Réaction d'appuis :

$$R_B = R_A = \frac{q_u l}{2} = \frac{36,82}{2} \times 3,3 = 60,74 \text{ KN}$$

c) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{36,82(3,3)^2}{8} = 50,12 \text{ KN.m}$$

Calcul les efforts internes à L'ELU : $0 \leq x \leq 3,3 \text{ m}$

$$T_y = 60,74 - 36,82x$$

Pour $x=0 \longrightarrow T_Y = 60,74 \text{ KN}$

Pour $x=3,3 \longrightarrow T_Y = 60,74 \text{ KN}$

En considérant l'effet du semi- encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3(50,12) = -15,03 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85(50,12) = 42,60 \text{ KN.m}$

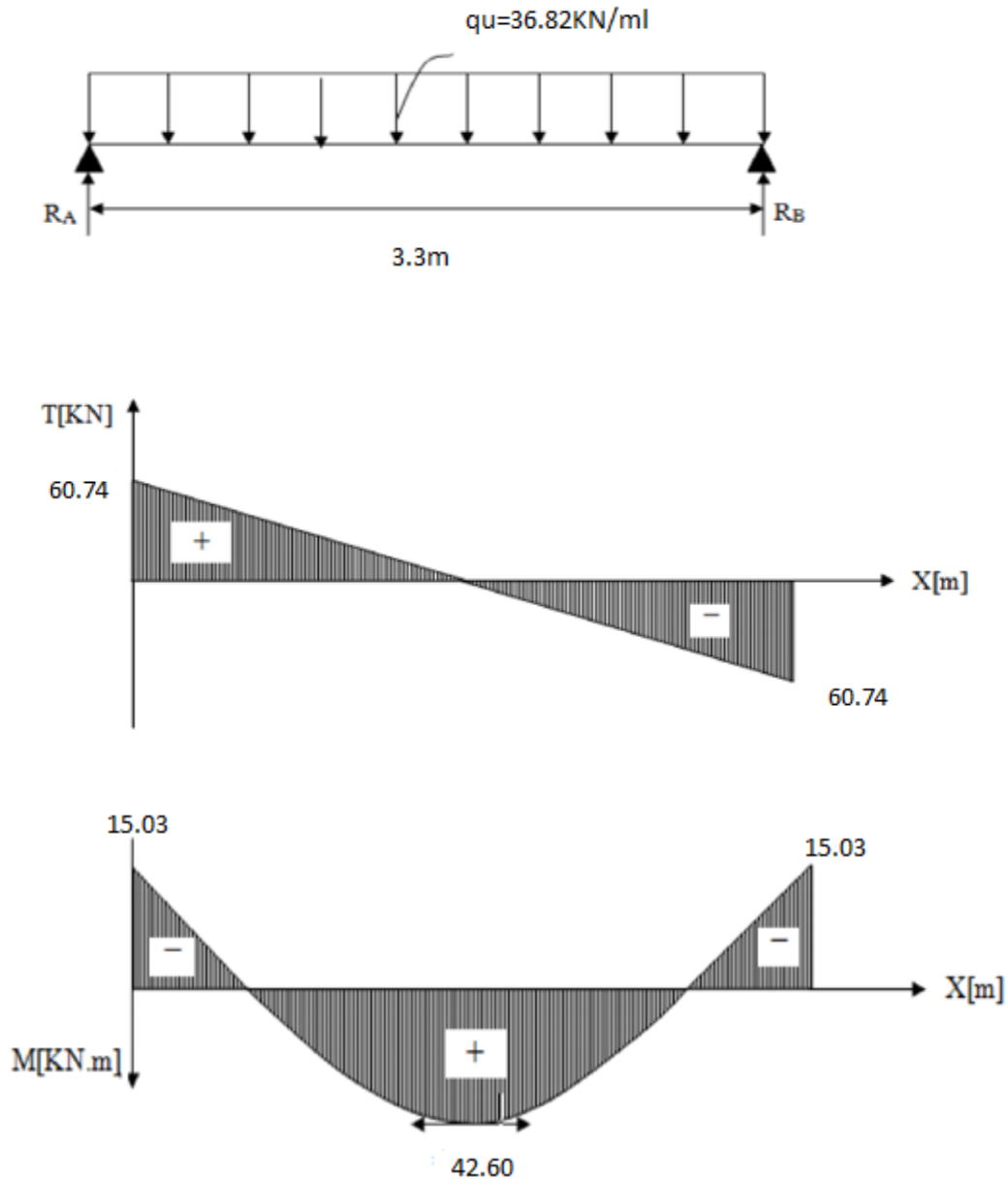


Figure III.4.2: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III .4.3. Ferrailage de la poutre :

o **Aux appuis :**

$$b=20\text{cm}; d=28\text{cm} ; c=2 \text{ cm}; h=30 \text{ cm}; f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b} = 14,2 ; \gamma_b=1,5 ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15} ; f_e=400$$

$$M_{ua} = 15,03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{15,03 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,068$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ La section est simplement armée(SSA).

$\mu_b = 0,068 \longrightarrow \beta = 0,965$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,03 \times 10^3}{0,965 \times 28 \times 348} = 1,59 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour **3HA10 = 2,36 cm²**

○ **En travée :**

$M_{ut} = 42,60 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{42,60 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,190$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ (SSA $\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ S.S.A

$\mu_b = 0,190 \beta = 0,894$

$$A = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{42,60 \times 10^3}{0,894 \times 28 \times 348} = 4,89 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour **3HA14 = 6,78 cm²**

Vérification à L'ELU :

✓ **Condition de non fragilité :(Art A .4.2,1/BAEL91 modifier 99)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 20 \times 28 = 0,676 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- Aux travées : $A = 6,19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant - contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.2, BAEL91)

$T_u = V_u = 60,74 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \frac{0,2}{1,5} \times 25; 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3,33; 5\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{60,74 \times 10^3}{20 \times 28 \times 10^2} = 1,08 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow$ **Condition vérifiée** (Pas de risque de cisaillement Les armatures transversal ne sont pas nécessaires).

b- Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3, BAEL91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3,14 \times 1,4) + (2 \times 3,14 \times 1) = 19,468$$

$$\tau_{se} = \frac{60,74 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 19,468} = 1,23 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque des barres longitudinales.

c- Calcul des armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min(14 ; 8,57 ; 20) = 8,57 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On opte comme armatures transversales : $A_t \text{ (2AH8)} = 1,01 \text{ cm}^2$

Pourcentage d'armatures transversales (Art(5.1.22/BAEL91)

Condition de construction correcte

d- Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{1,01 \times 400}{25 \times 25,2} = 0,64 \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

D'après le règlement (Art7.5.2.2, RPA99/V2003) on obtient :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ 7,5 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \right\} = 7,5 \text{ cm} : \text{Soit } S_t = 8 \text{ cm.}$$

Zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

✓ **Pourcentage minimum des armatures transversales : :(Art 5.1, 22 / BAEL91):**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9\text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,01\text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,9\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposés à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

III.4.6 Calcul à L'ELS :

a) Combinaison de charge à L'ELS

$$q_s = 1G + R_b$$

$$q_s = 1 \times (8,79) + 17,97$$

$$q_s = 26,76\text{KN/m}$$

b) Réaction d'appuis :

$$R_B = R_A = \frac{q_s l}{2} = \frac{26,76}{2} \times 3,30 = 44,15\text{KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{26,76}{8} (3,30)^2 = 36,42\text{KN}$$

c) Calcul des efforts internes :

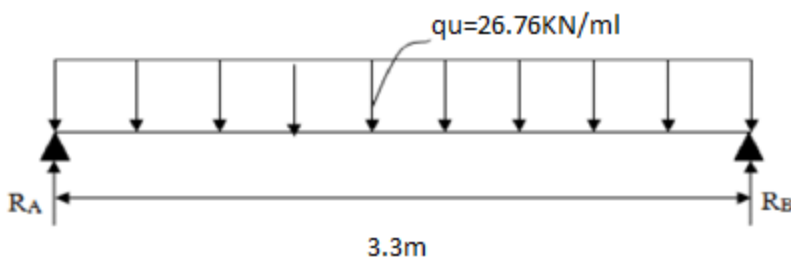
➤ $0 \leq x \leq 3,30$

$$T_y = 44,15 - 26,76x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow T_y = 44,15\text{ KN} \\ \text{Pour } x=3,30 \longrightarrow T_y = -44,15\text{KN} \end{array} \right.$$

○ **Aux appuis :** $M_{ua} = -0,3M_0 = -10,92\text{KN.m}$

○ **Aux travées :** $M_{ut} = 0,85M_0 = 30,95\text{KN.m}$



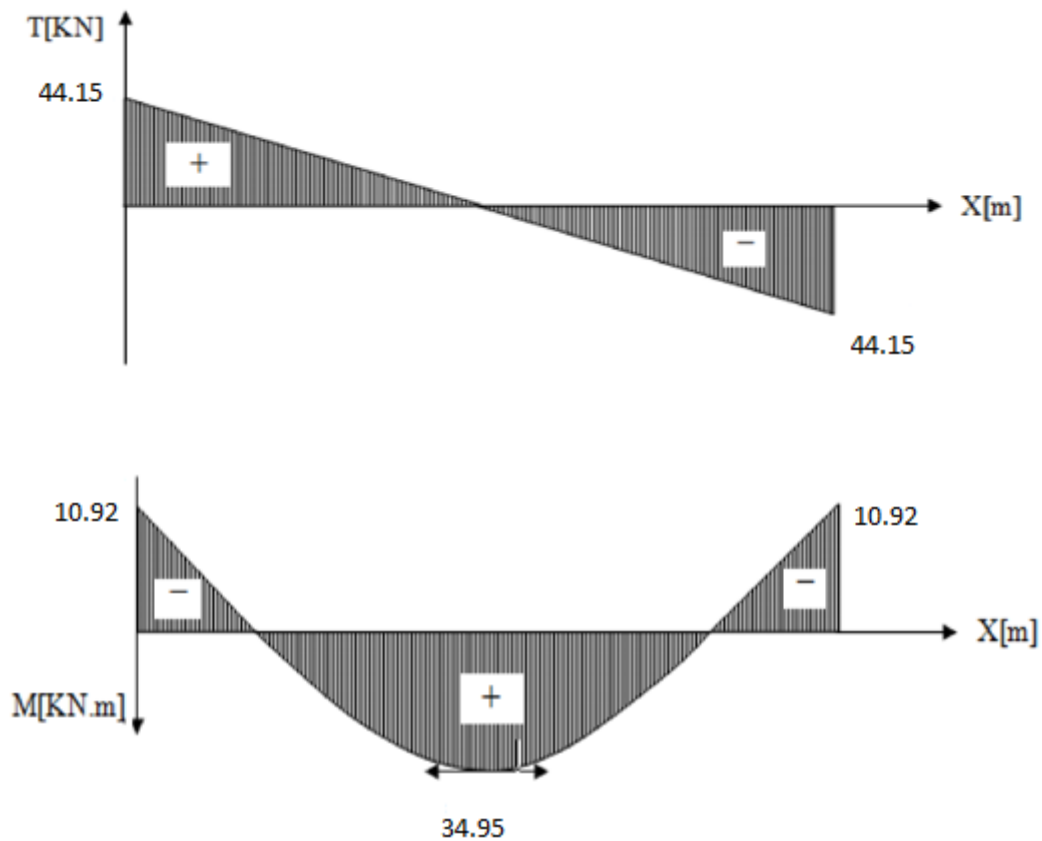


Figure. III.4.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

III.4.7 Calcul à L'ELS :

✓ **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

Vérification de la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

○ **Aux appuis :**

✓ **Contrainte dans le béton**

$M_{ua} = 10,92 \text{ KN.m}$

$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,19}{20 \times 28} = 1,116$ donc $\beta_1 = 0,855 K_1 = 19,48$

Avec $\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10,92 \times 10^3}{0,855 \times 28 \times 6,19} = 73,68 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{73,68}{19,48} = 3,78 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

✓ **Contrainte dans les aciers :**

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$

$$\sigma_s = 73,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

○ **Aux travée**

$$M_{ut} = 34,95 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2,36}{20 \times 28} = 0,429 \quad \beta_1 = 0,900 \quad K_1 = 35,00$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{34,95 \times 10^3}{0,900 \times 28 \times 6,19} = 587,67 \text{ MPa}$$

$$\Sigma_s = 587,67 > \bar{\sigma}_{st} = 348 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

On prend la même section d'acier aux appuis et en travées

$$A_{ST} = A_{SAPP} = 6,19 \text{ cm}^2 \text{ On trouvera}$$

$$\sigma_s = 224,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{224,05}{35} = 6,40 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans les aciers :**

$$\text{On doit vérifier: } \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 220 \text{ MPa}$$

$$220 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Etat limite de déformation**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{30}{330} = 0,090 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{30}{330} = 0,090 \geq \frac{34,95}{36,42 \times 10} = 0,095 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2 b_0}{f_e} \quad ; \quad \frac{2,36}{100 \times 28} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} \times 200 = 2,1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Après les calculs et les vérifications nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- aux appuis : 3HA10
- aux travées : 3HA14
- Armateurs transversale 4HA8 avec un espacement :
 - $S_t = 8 \text{ cm}$ pour la zone nodale.
 - $S_t = 15 \text{ cm}$ pour la zone courante.

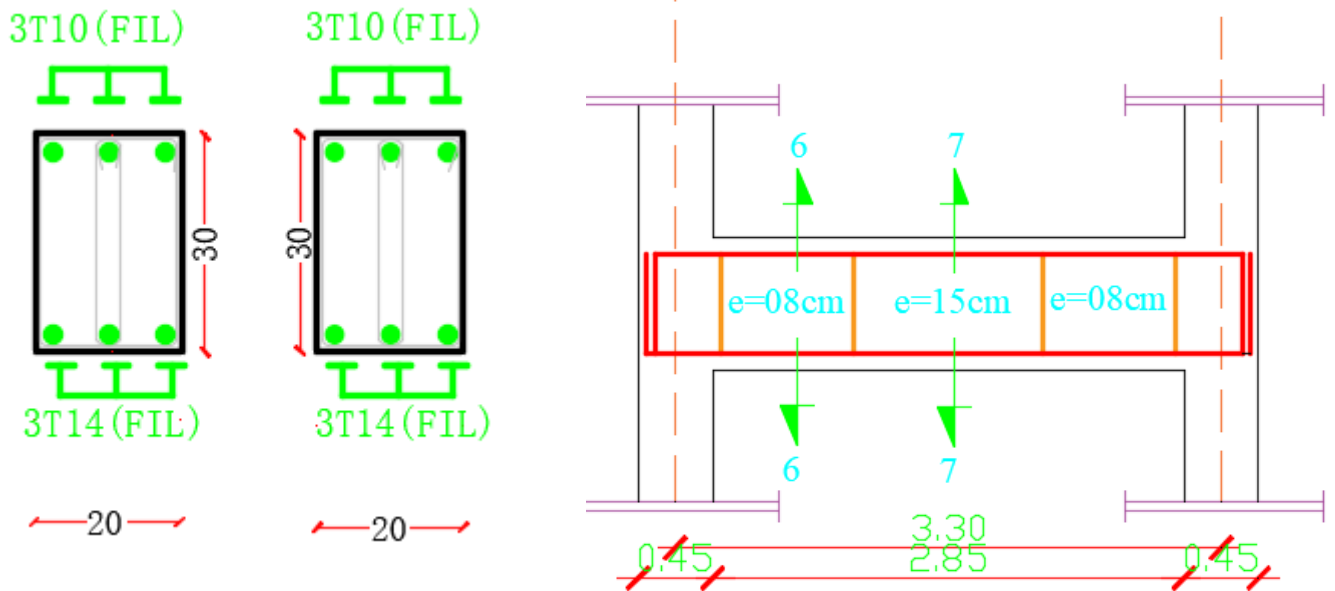


Figure III.4.4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5 Calcul des balcons :

III.5.1 Introduction :

Le balcon est constitué par une simple dalle qui est considéré comme des consoles encastrée au niveau de la poutre de rive, soumise aux différentes charge (G, Q, P).

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par $e_p \geq l/10$

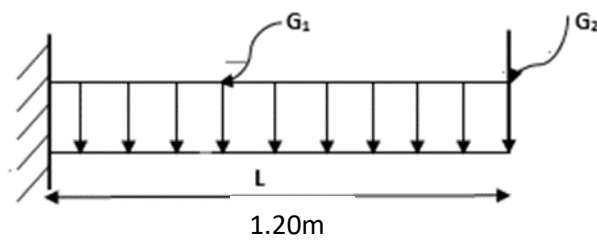


Figure III.5.1 : Schéma statique du balcon

L : Largeur de balcon

2) Dimensionnement des balcons

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : largeur de balcon (L=120cm)

$$e_p \geq \frac{L}{10} \geq \frac{120}{10} = 12\text{cm}$$

On prend : $e_p=15\text{cm}$

3) Détermination des charges et surcharges :

Charge permanente de la dalle pleine : $G=7.77\text{KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q=3.5\text{KN/m}^2$

Charge revenant au garde-corps en brique creuse de 10cm d'épaisseur

Brique creuse : 0.9KN/m^2

Enduit ciment : $2 \times 0.20 = 0.40\text{KN/m}^2$

$$G_{gc} = 0.40 + 0.9 = 1.3\text{KN/m}^2$$

D'où la charge linéaire : $G_1 = 1.3 \times 1.20 = 1.56\text{KN/m}^2$

Avec : $Q_t = Q + Q_1 = 3.5 + 1 = 4.5\text{KN/m}^2$

4) Combinaisons des charges :**a) Combinaisons de charge à L'ELU**

La dalle pleine : $q_u = (1.35G + 1.5Q_1) \times 1\text{ml}$

$$q_u = (1.35 \times 7.77) + (1.5 \times 4.5)$$

$$q_u = 17.23\text{KN/ml}$$

Le garde-corps : $p_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.56 = 2.01\text{KN/ml}$

b) Combinaison des charge à L'ELS

La dalle pleine : $q_s = (G + Q_t) \times 1\text{ml}$

$$q_s = (7.77 + 4.5) \times 1\text{ml}$$

Le garde-corps $p_s = G_1 = 1.56\text{KN/ml}$

- Moment et l'effort tranchant :

ELU :

➤ **Moment provoqué par la charge : q_u**

$$\frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{17.23 \times 1.2^2}{2} = 12.40\text{KN.m}$$

➤ **Moment provoqué par la charge q_u**

$$M_{u2} = p_u \times L = 2.01 \times 1.2 = 2.41\text{KN.m}$$

➤ **Moment total :**

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = 12.40 + 2.41\text{KN/ml}$$

➤ **L'effort tranchant provoqué par la charge p_u**

$$T_{u1} = q_u \times L = 17.23 \times 1.2 = 20.67$$

➤ **L'effort tranchant provoqué par la charge p_u**

$$T_{u2} = p_u = 2.01 \text{KN}$$

L'effort tranchant total :

$$T_u = T_{u1} + T_{u2} = 2.01 + 20.67$$

$$T_u = 22.68 \text{KN}$$

ELS :

➤ **Moment provoqué par la charge q_s**

$$M_{s1} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{12.27 \times 1.2^2}{2} = 8.83 \text{KN.m}$$

➤ **Moment provoqué par la charge p_s**

$$M_{s2} = p_s \times L = 1.56 \times 1.2 = 1.87 \text{KN.m}$$

➤ **Moment total :**

$$M_s = M_{s1} + M_{s2} = 8.83 + 1.87 = 10.7 \text{KN.m}$$

➤ **L'effort tranchant provoqué par la charge p_s**

$$T_{s1} = p_s \times L = 12.27 \times 1.2 = 14.72$$

➤ **L'effort tranchant provoqué par la charge p_s**

$$T_{s2} = p_s = 1.56 \text{KN}$$

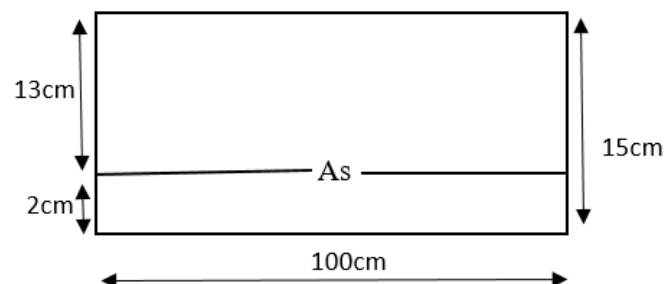
➤ **L'effort total**

$$T_s = T_{s1} + T_{s2} = 14.72 + 1.56 = 16.28 \text{KN}$$

Ferraillage de balcon :

Le ferraillage concerne une section rectangulaire de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple, la section dangereuse située au niveau d'encastrement.

Avec : $b = 100 \text{cm}$; $h = 15 \text{cm}$; $c = 2 \text{cm}$; $d = 13 \text{cm}$



a) Les armatures principales A_s (Armatures de la partie supérieure) :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{14.81 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.061$$

$$\mu = 0.061 \leq \mu = 0.963 \text{ (SAA)}$$

$$\beta = 0.968$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{14.81 \times 10^6}{0.968 \times 130 \times 348}$$

$$= 338.18 \text{ mm}^2 = 3.38 \text{ cm/ml}$$

On opte pour $A_s = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Avec un espacement

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

a) Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Avec un espacement

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

a) Condition non fragilité (BAEL91 modifié 99 / Art A 4.2.1)

$$A_{min} = 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \leq A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

b) Espacement des barres :

- Armatures principales : $S_t \leq \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$
- Armatures de répartitions : $S_t \leq \{4h ; 45\} = 45 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$

c) Vérification au cisaillement (art .A.5.1.1/BAEL91 modifiées 99)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{22.68 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.174 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5 ; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.174 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

d) Vérification de l'adhérence des barres :

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.68 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.28 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.28 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.28 \text{ MPA} \leq 3.15 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Longueur descellement :

$$\mathcal{L}_s = \frac{\phi}{4} = \frac{f_e}{\tau_s} = \frac{1.2}{4} \times \frac{400}{2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\tau_s = 0.6 \phi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$\text{Soit } \mathcal{L}_s = 45 \text{ cm}$$

Soit la longueur de crochet égale à :

$$\mathcal{L}_c = 0.4 \times \mathcal{L}_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS**a) Vérification des contraintes dans le béton**

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.348 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.908 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 39.35$$

$$M_s = 10.7 \text{ KN.m}$$

$$\longrightarrow \sigma_{st} = \frac{10.7 \times 10^6}{0.908 \times 130 \times 452} = 200.55 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39.35} \times 200.55 = 5.09 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'état d'ouverture des fissures (BAEL91 MODIFIÉES 99/Art.53,2)

La fissuration est considérée non préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de la flèche (Art A.4.5 ,32 BAEL 91 modifiées 99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{10} \frac{M_s}{M_\mu} = \frac{1}{10} \frac{10.7}{14.81} = 0.071 \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

→ Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion :

Après les calculs et les vérifications effectuées, nous adoptons le ferrailage suivant :

- **Armatures principales** : $A_s = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$
- **Armatures de répartition** : $A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

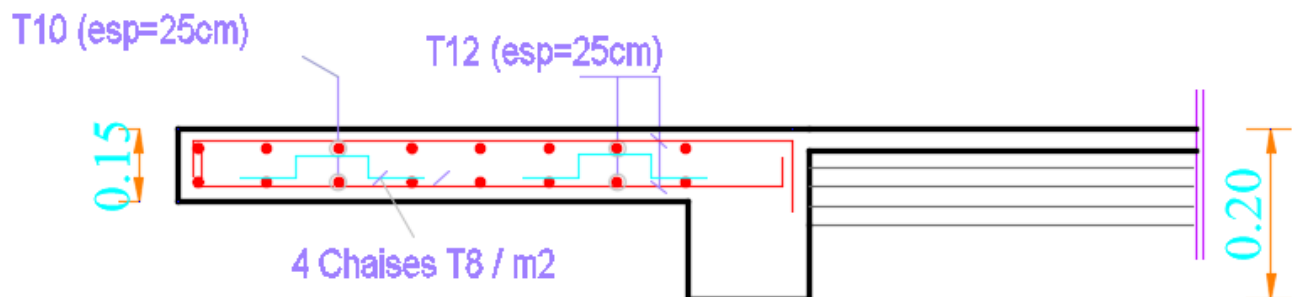


Figure III.5.2 : Schéma de ferrailage du Balcon

CHAPITRE IV :
MODELISATION DE
LOGICIEL

IV. Présentation de l'ETABS :

IV.1 INTRODUCTION :

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique. Connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

VI.2 Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (**MEF**) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables. Elle nécessite aussi la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : **ETABS, ROBOT, SAP...**etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS Version 9.7.0**

IV.3 Présentation du logiciel ETABS :

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING

SYSTEMS) est un Logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une Bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

L'ETABS offre de Nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc...

IV.4 Principe de la MEF :

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ». Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté (DDL)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

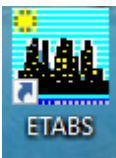
IV.5 Étapes de modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera **la version 9.7.0**, dont les principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003
5. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.6) Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS.



❖ Étapes de modélisation :

• La première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure.

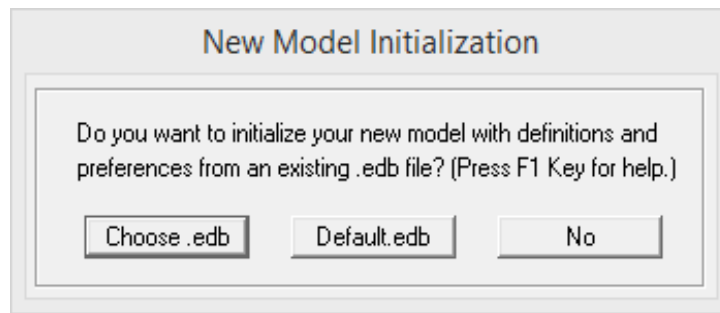
a) Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



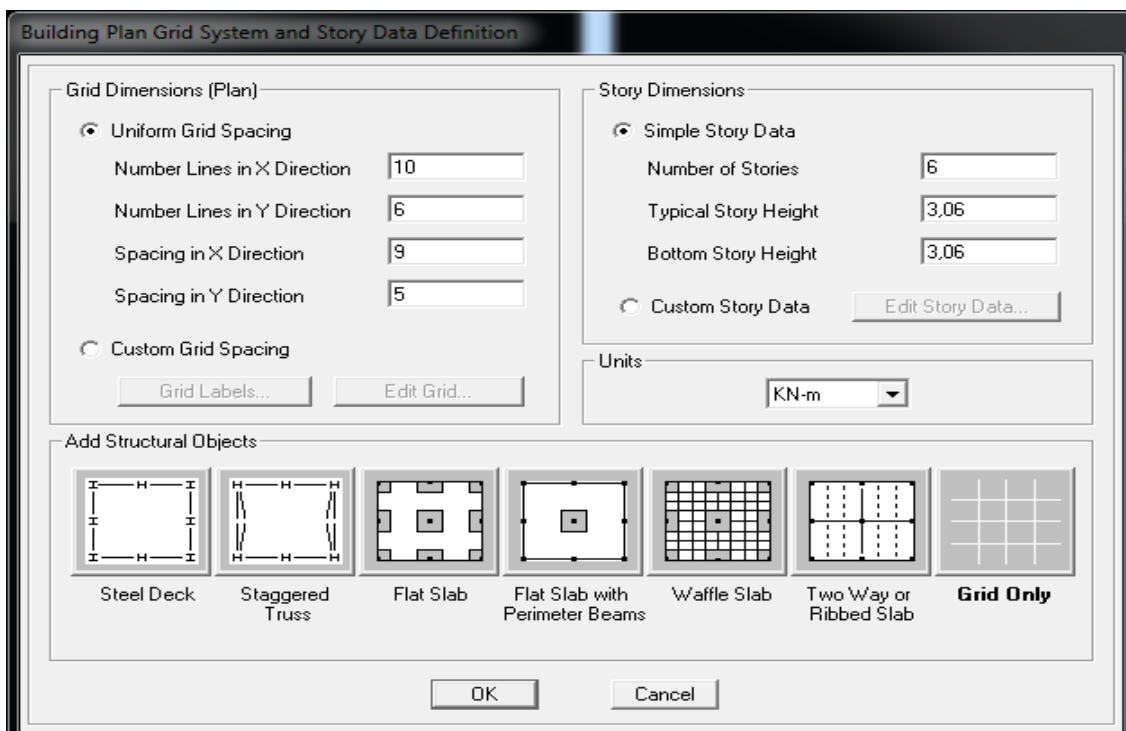
b)- Géométrie de la base :

En haut de l'écran à gauche, on sélectionne : **File new** → **model** → **No**



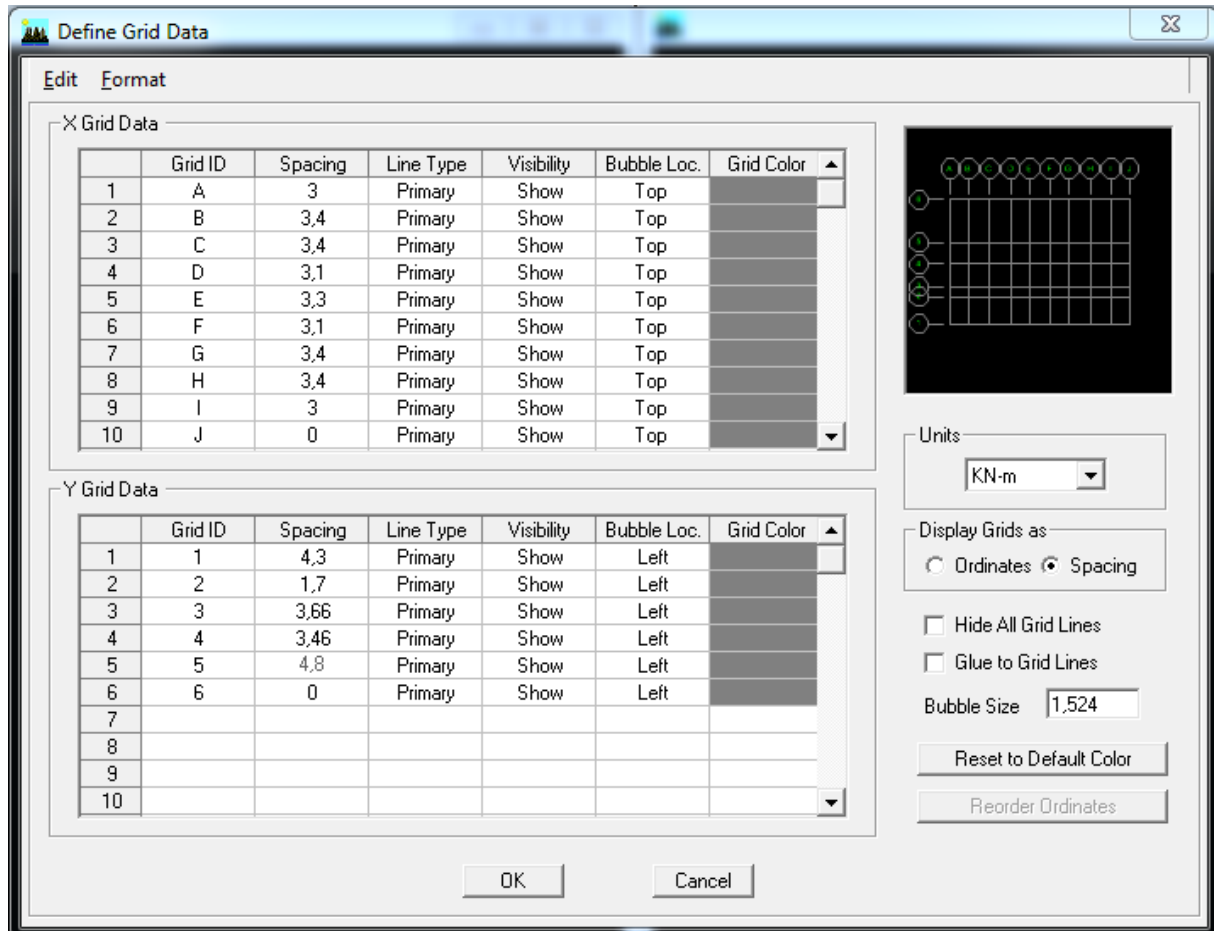
Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de portiques suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs. Et pour cela on suit les étapes suivantes :



c)- Modification de géométrie de base :

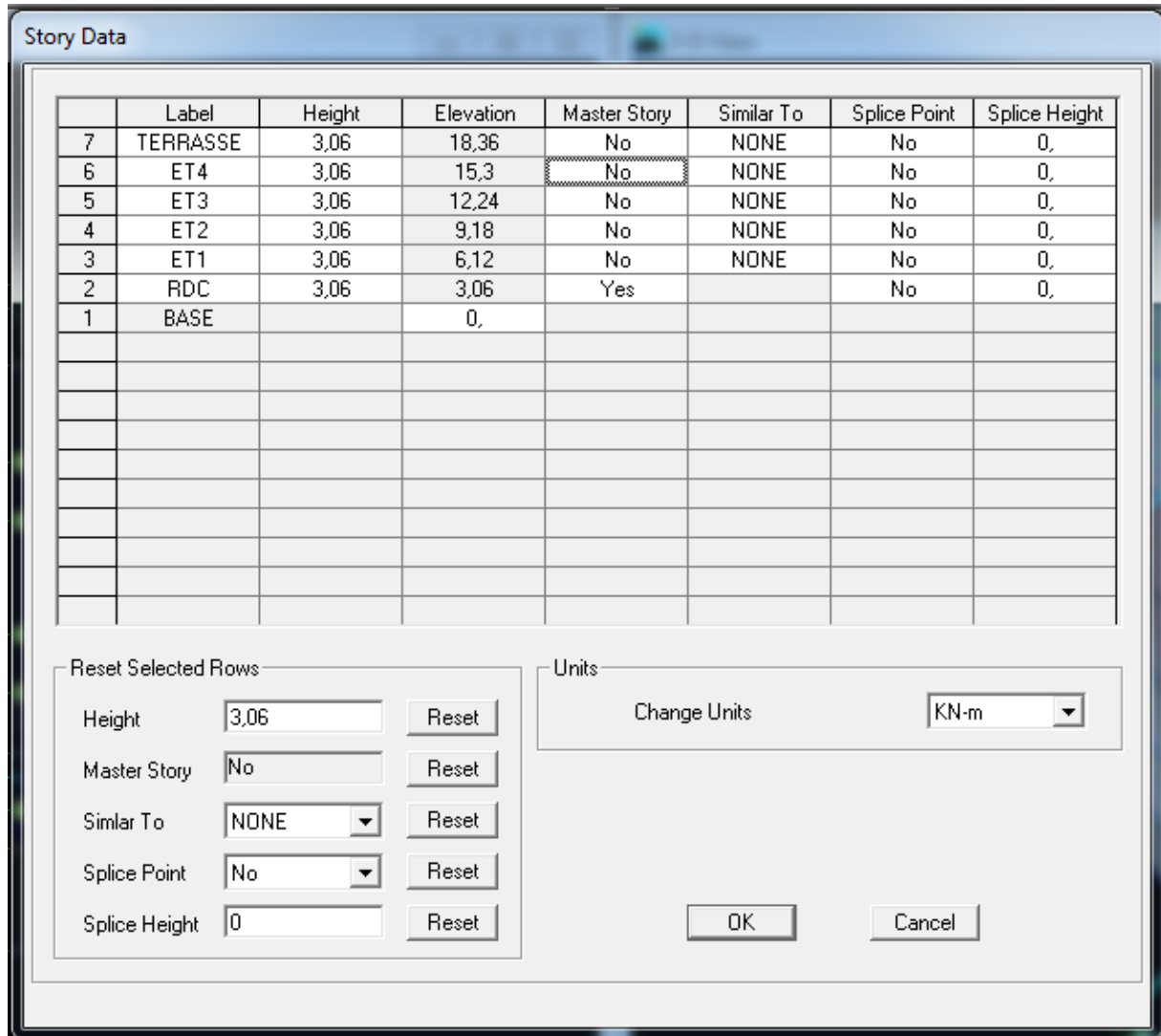
Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisit Edit Grid Data, Et on remplit les tableaux comme suit :

**Remarque :**

- On introduit les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- On valide avec OK

d)- Pour la hauteur des niveaux :

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**, et on remplit le tableau comme suit :

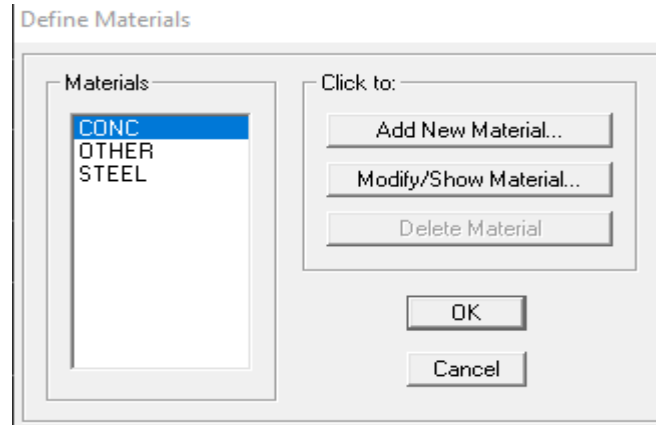


Après introduction des données, comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

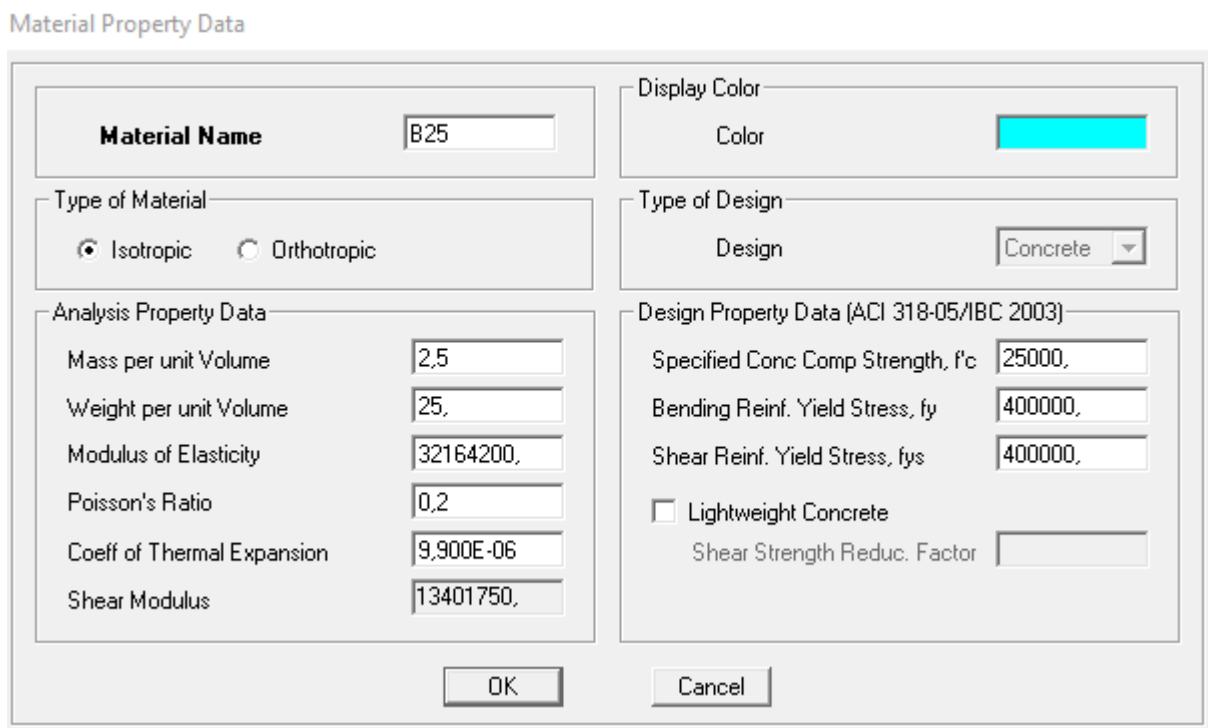
• **2^{ème} ETAPE :**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton. On clique sur :

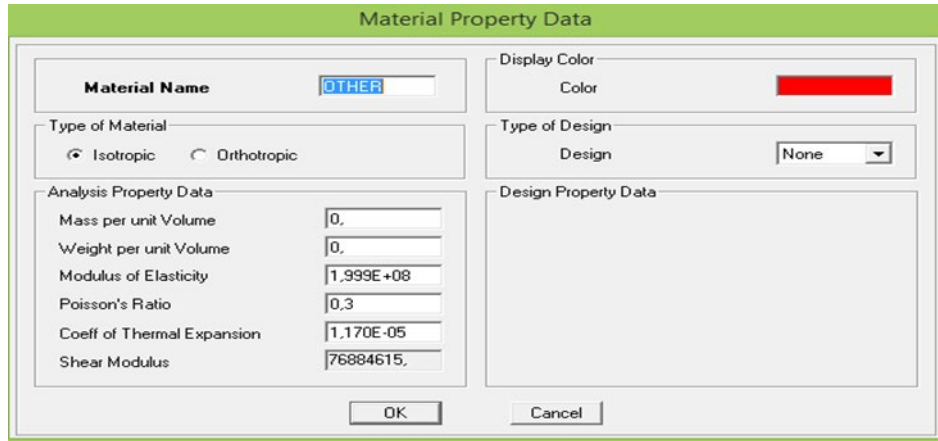
Define → **Material Properties** → **CONC**



En cliquant sur **Modify/Show Material**. Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs comme suivant:



Pour le plancher en corps creux on définit le matériau **Other**, En introduisant les valeurs comme suivant :



• **Troisième Étape:**

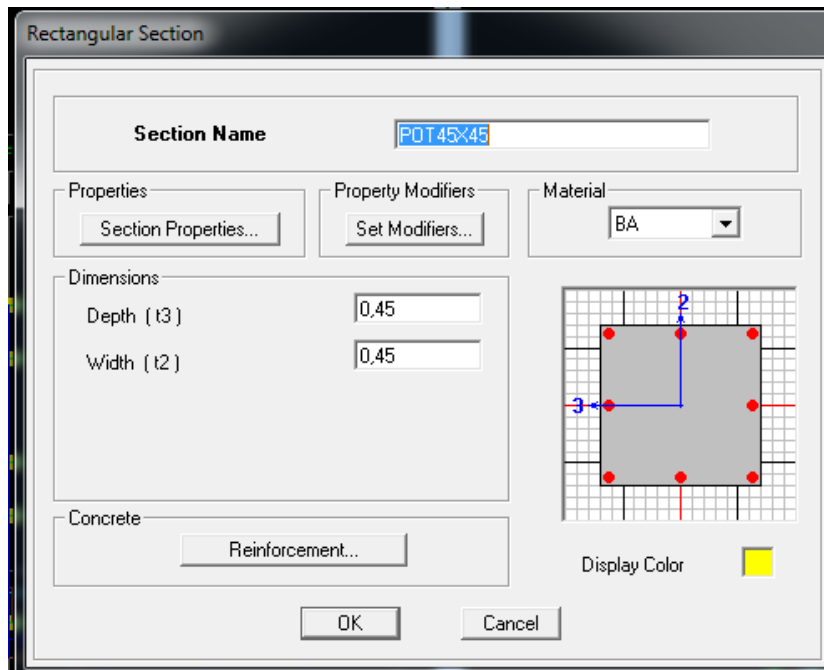
Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles), et les affecte dans la structure.

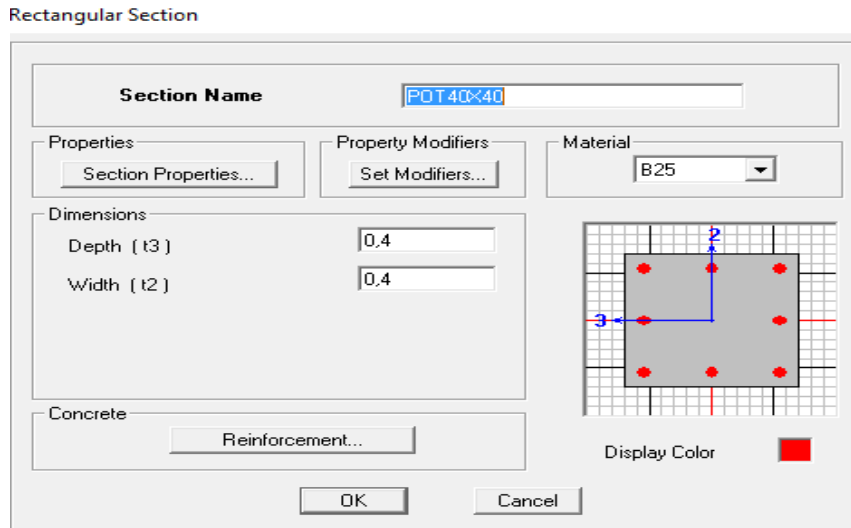
3.1) propriétés géométriques des éléments

a) poteaux :

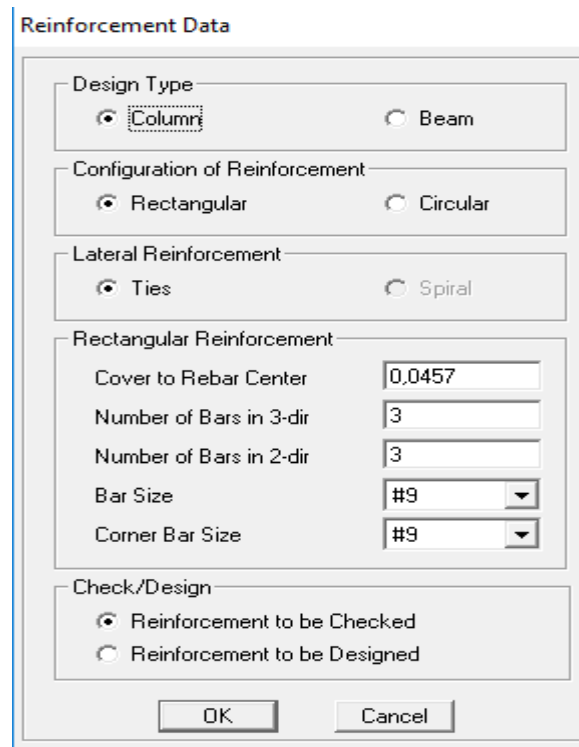
Define Frame Sections → **Add Rectangular** → **Reinforcement Data**

Et on remplit comme indiquée dans la fenetre ci desous :





Et on remplit comme il est montré a la fenetre ci-desous :

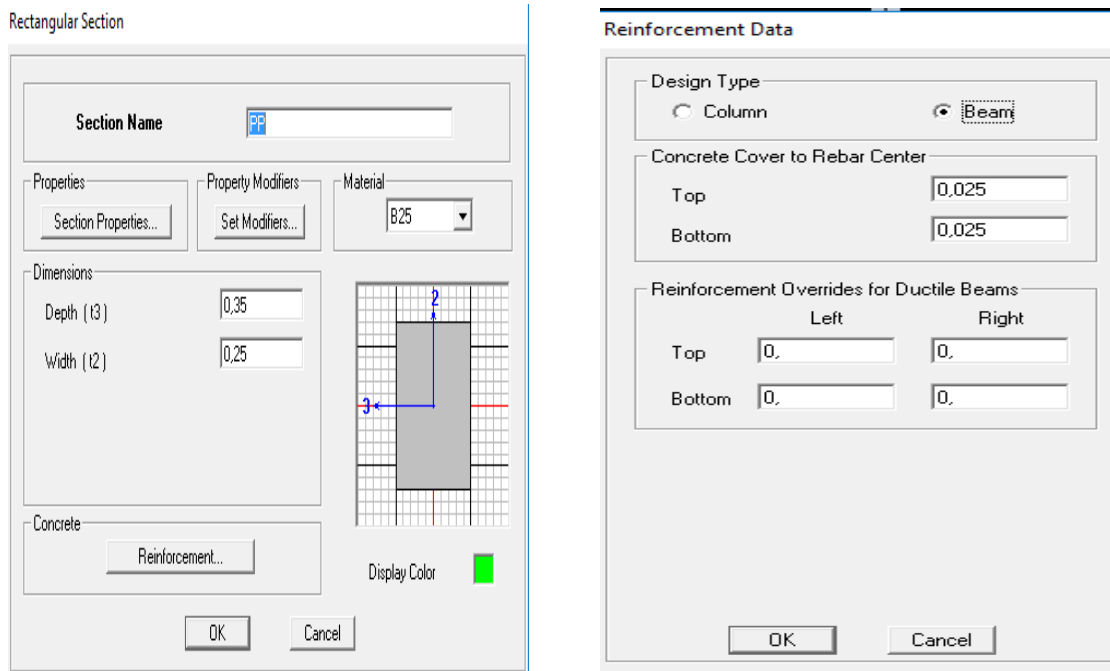


→ OK → OK

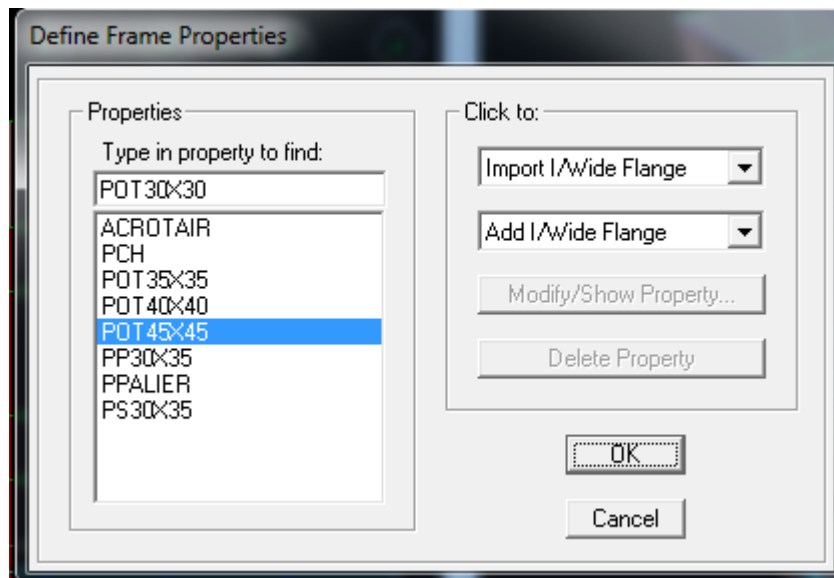
Refaire les mêmes étapes avec les autres types de poteaux.

b) Poutres:

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace **column** par **Beam**



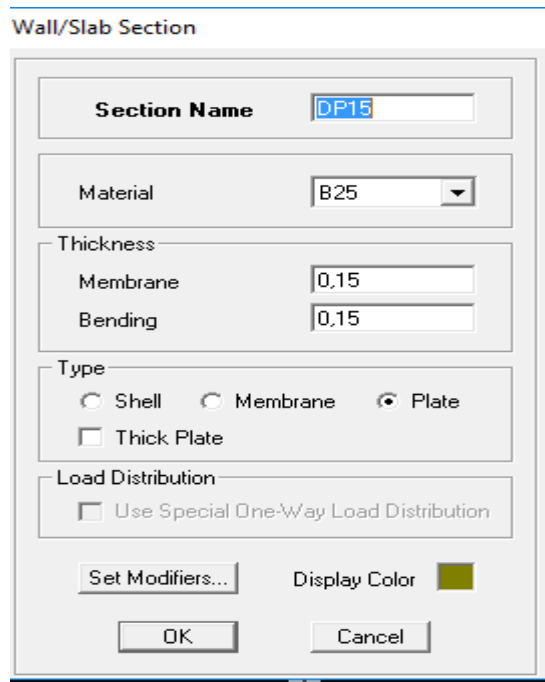
Finalement pour les poteaux et les poutres on aura :



e) Dalle pleine :

Define → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Slab**

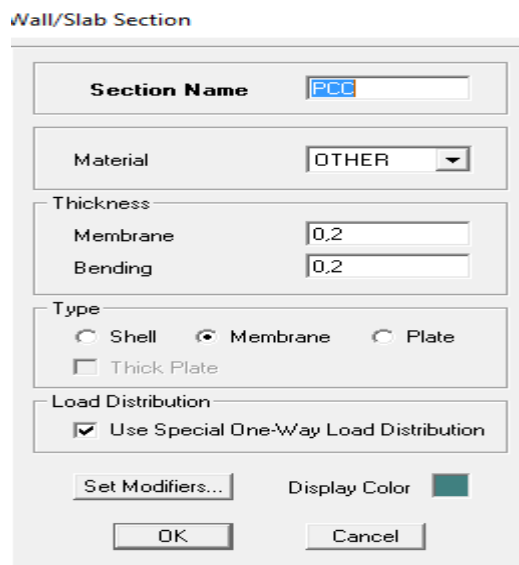
Puis on la remplit comme il est montré :



g) **Eléments corps creux :**

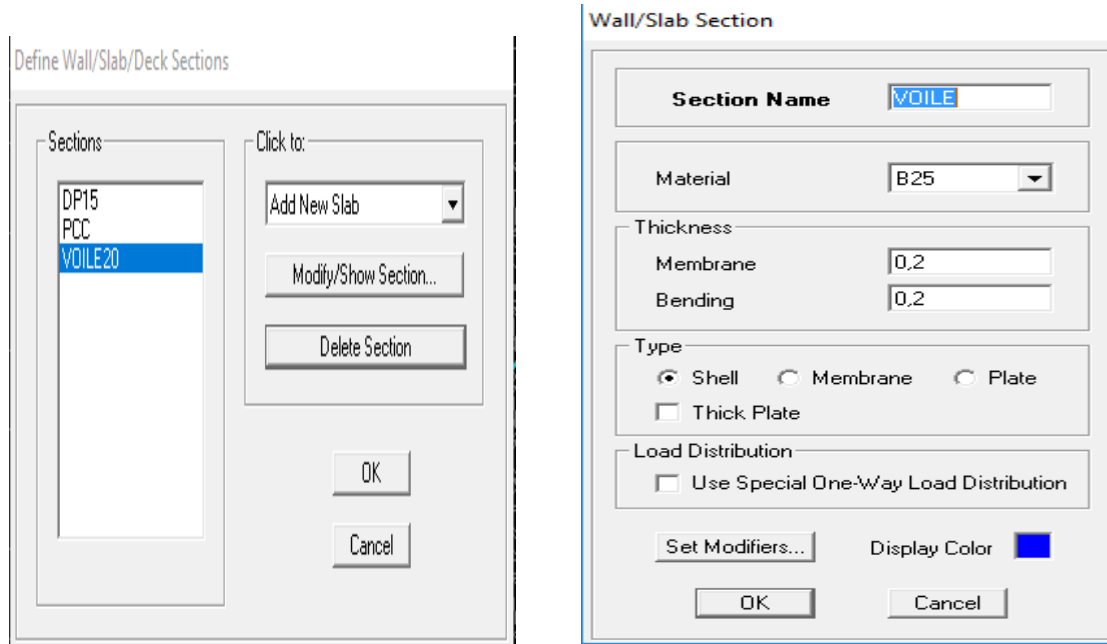
Define → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Slab**

Puis on remplit la fenêtre comme il est montré :



c) **Voiles :**

Define → **Wall/Slab/Decksections**



3.2) L'affectation des éléments dans la structure

Pour affecter les éléments précédents dans la structure on suit les etapes ci-après :

a) **Poteaux** : On clique sur l'icône

Properties of Object

Property	POT40X40
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

properties of Object property

On choisit le nom de la section (pot 40x40par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure. On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône.

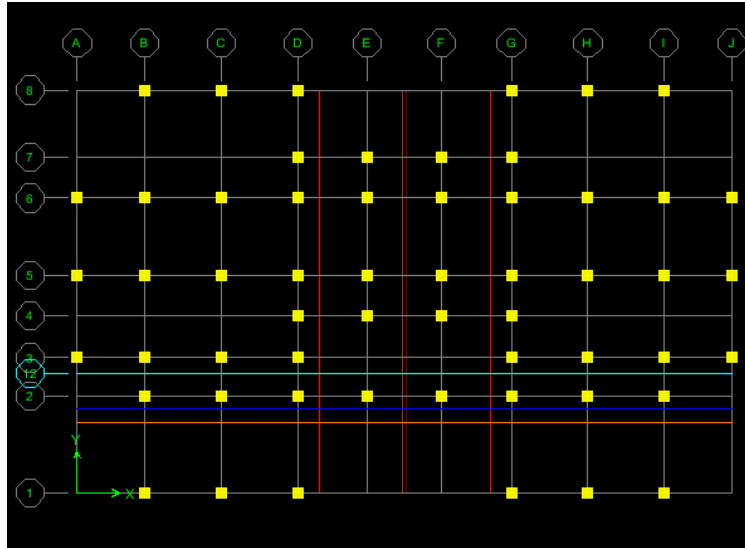


Figure IV.1 : disposition des poteaux

b) Poutres : On clique sur l'icône



Et ils seront affectés comme suit

- Poutre principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x

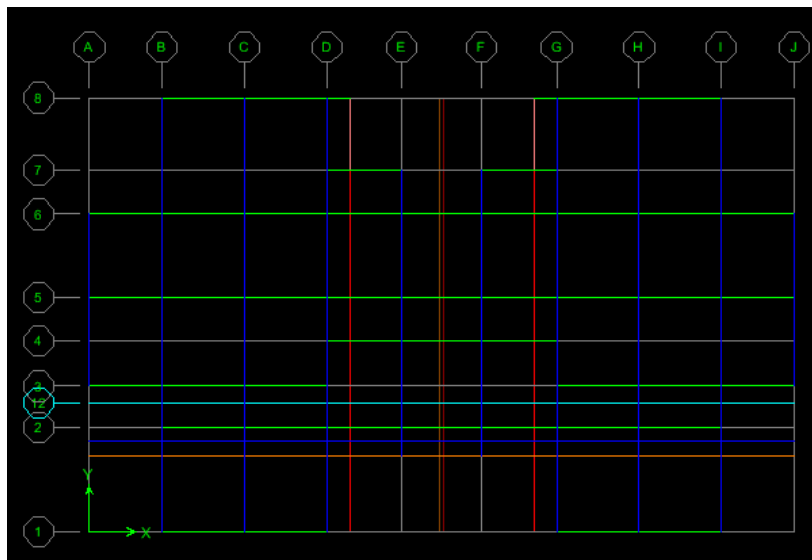


Figure IV.2 : disposition des poutres

c) Voile: On clique sur l'icône ...



Qui seront disposés comme suit :

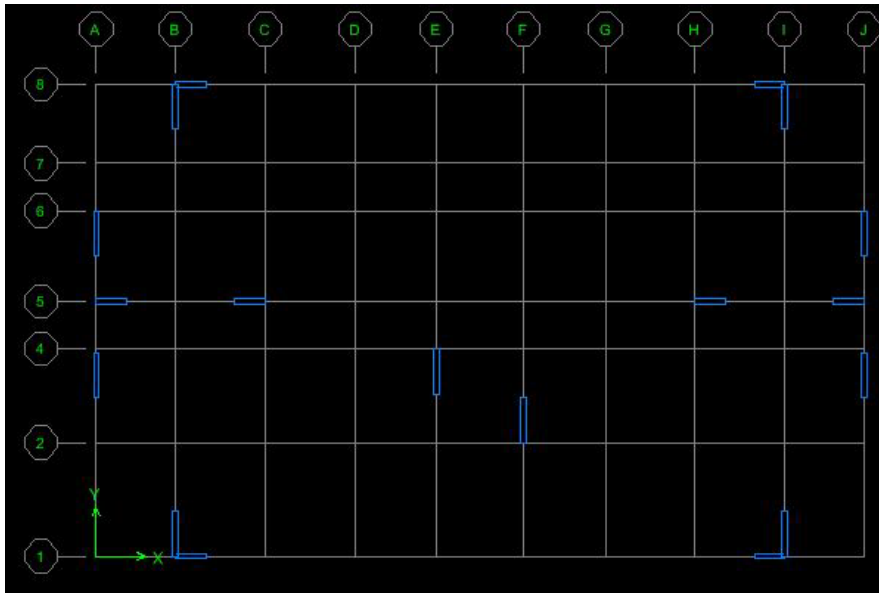


Figure IV.3 : disposition des voies

d) Plancher à corps creux, dalles pleines...

Et il seront affectés comme suit :

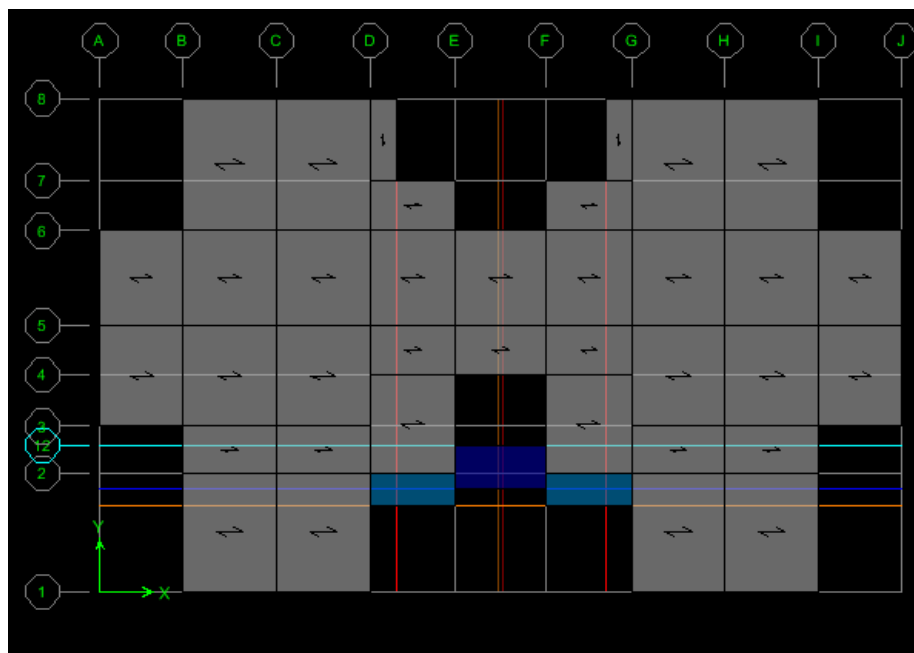
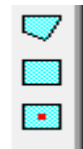


Figure IV.4 : Plancher en corps creux, dalles pleines

• Quatrièmes étapes :

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T .

- Données à introduire dans le logiciel

- **Zone sismique :**

Zone IIa (Zone moyenne sismicité, du RPA 2003 Art 3.1)

- **Groupe d'usage :**

Groupe 2 (Ouvrages courants, du.3.2 du RPA 2003 Art 3.2)

- **Site :**

Site : **S3 site meuble**

- **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- _ Conditions minimales sur les files de contreventement, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)
- _ La redondance en plan, chaque étage devra avoir, en plan au moins (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5
- _ La régularité en plan, la structure est classée non régulière en plan
- _ La régularité et en élévation, la structure est classée non régulière en élévation
- _ Contrôle de la qualité des matériaux,
- _ Contrôle de la qualité de l'exécution.

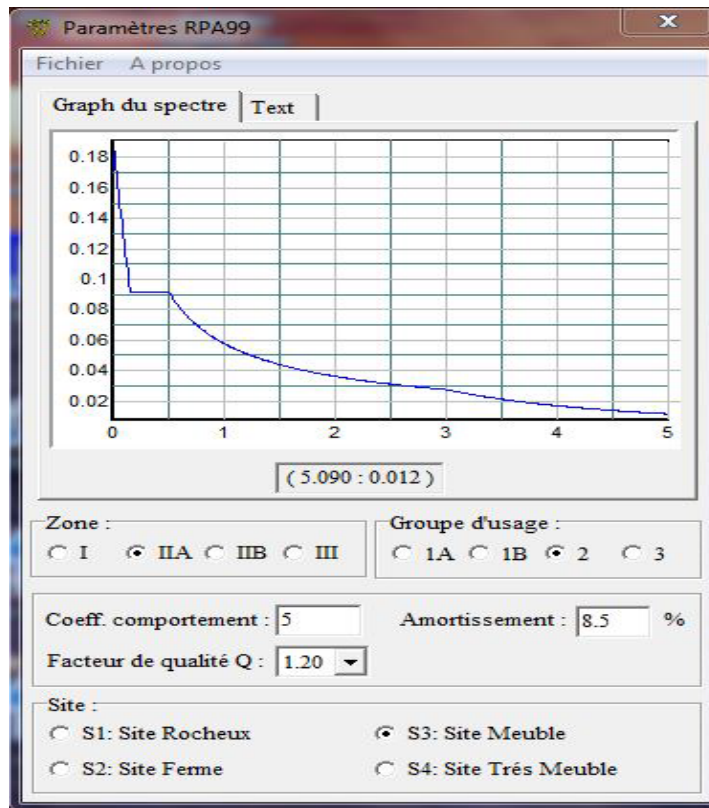
Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003. La valeur Q est déterminée par la formule: $Q = 1 + \sum Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Observé	0,00
Régularité en élévation	Observé	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,05
		Q = 1,20

Tableau IV.1 : le facteur de qualité

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus on trouve le facteur de qualité $Q = 1,20$. En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

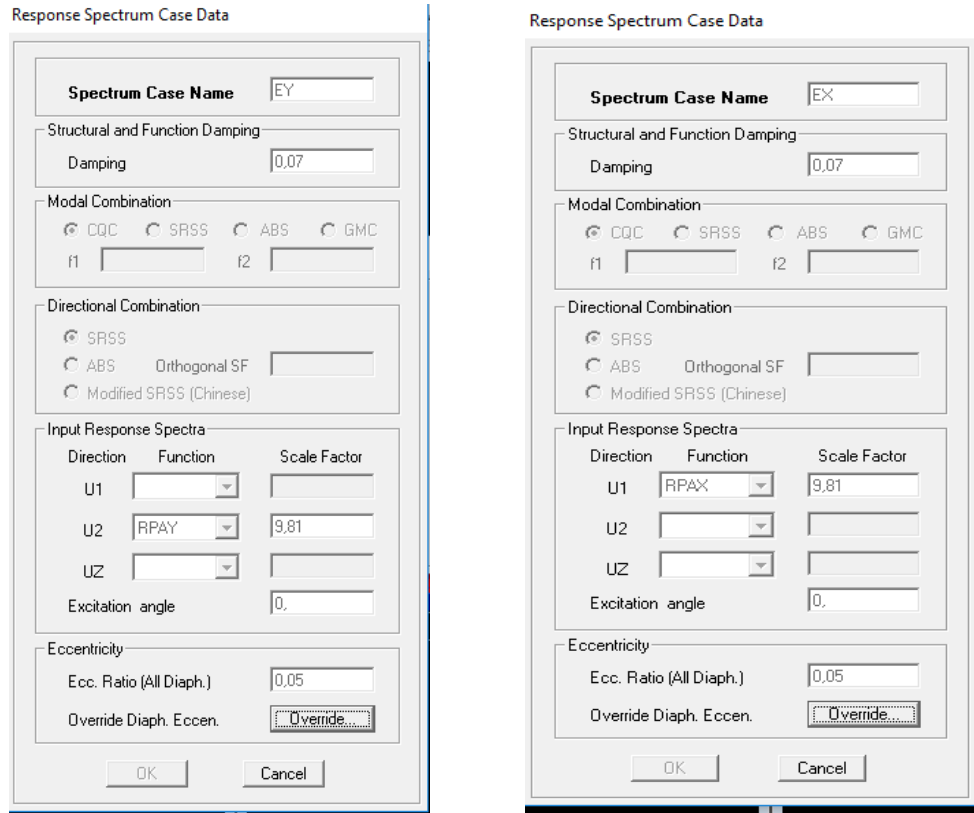


- **Cinquième Étapes :**

Cette étape consiste à définir les charges sismiques E. Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define —→ **Response Spectrum Cases** —→ **Add New Spectrum.**

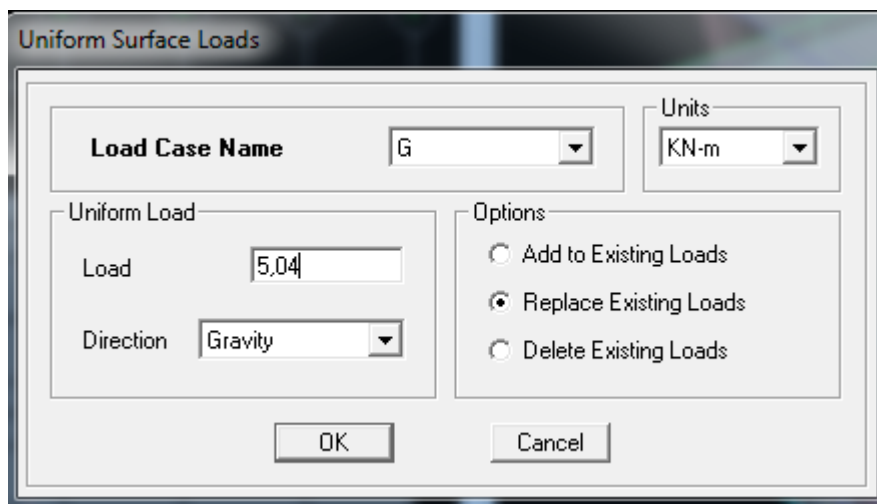
Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :



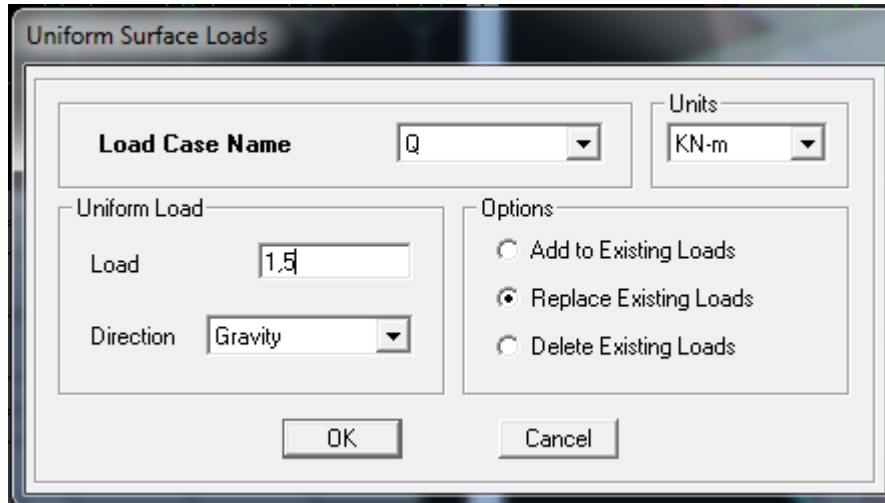
• **Sixième Étape:**

Cette étape consiste au chargement des éléments. Pour les éléments surfacique : On prend chaque élément surfacique (les plancher à corps creux et les dalles pleines) et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Shell/areas load** → **Uniform.**



On refait la même opération avec la charge d’exploitation Q .



- **Septième Étape:**

Introduction des combinaisons d'action : Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

a) Combinaisons aux états limites :

$$\text{BAEL91} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{array} \right.$$

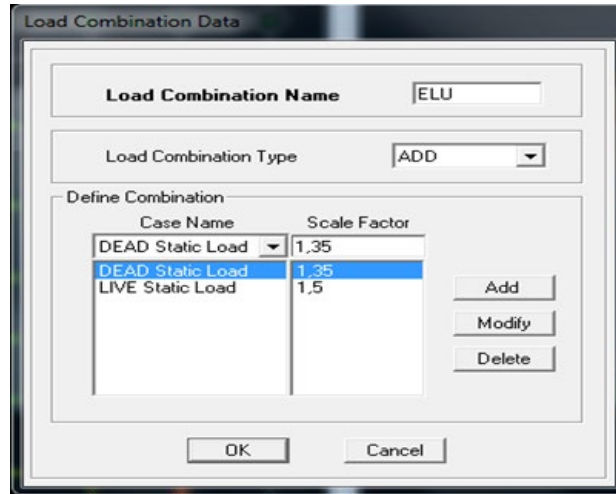
b) Combinaisons accidentelles du RPA :

$$\text{RPA99} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

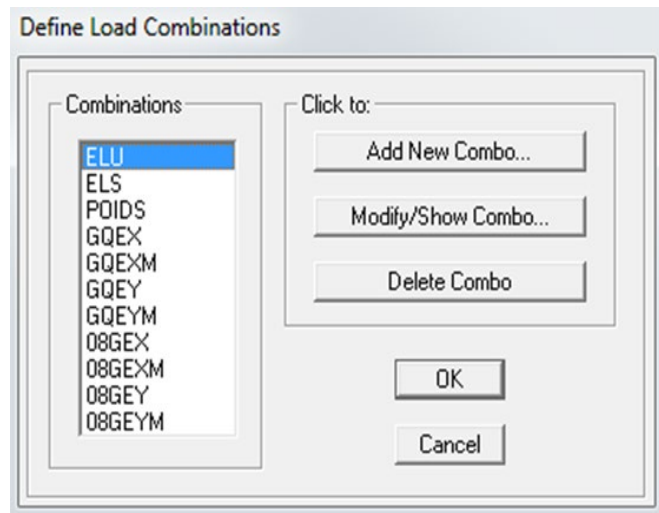
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define \longrightarrow **Loads Combinations** \longrightarrow **Add New Combo.**

- Exemple: **ELU** on remplit comme suit :



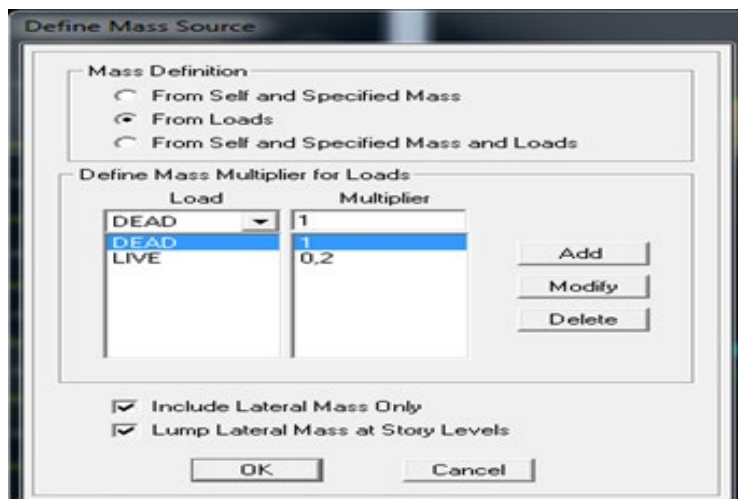
On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons



• **Huitième Étape:**

Introduction de la masse sismique : La masse peut être définie dans l'ETABS et ceci de la manière suivante :

Define → **mass source** → **From Loads**



- **Neuvième Étape :**

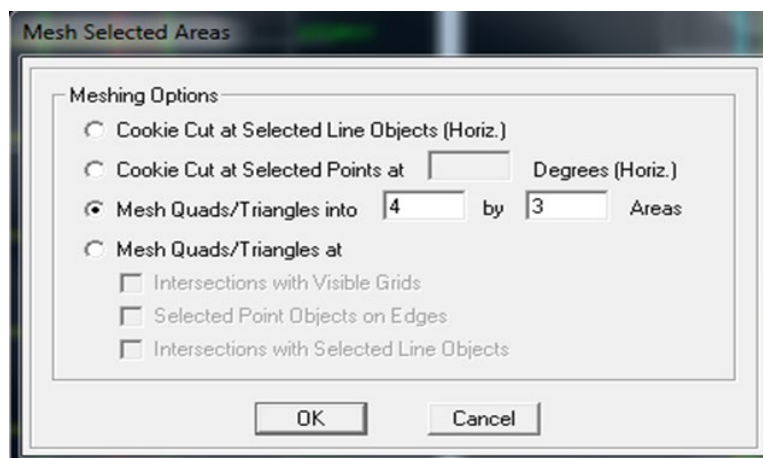
Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles et les dalles pleines

Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes :

Sélectionnez tous les voiles et les balcons.

Edit —————> **Mesh Areas**

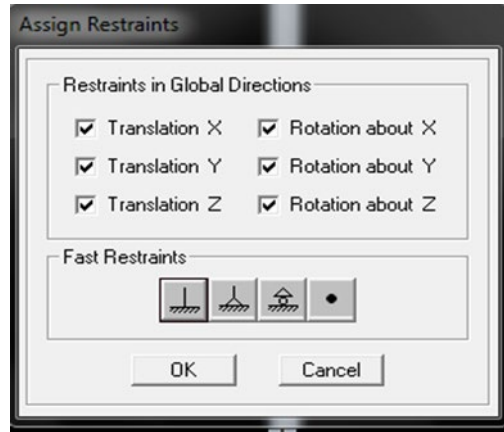
Une fenêtre s'affichera et elle sera remplie comme suit :



- **Dixième Étape :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône la fenêtre ci-après s'affichera :





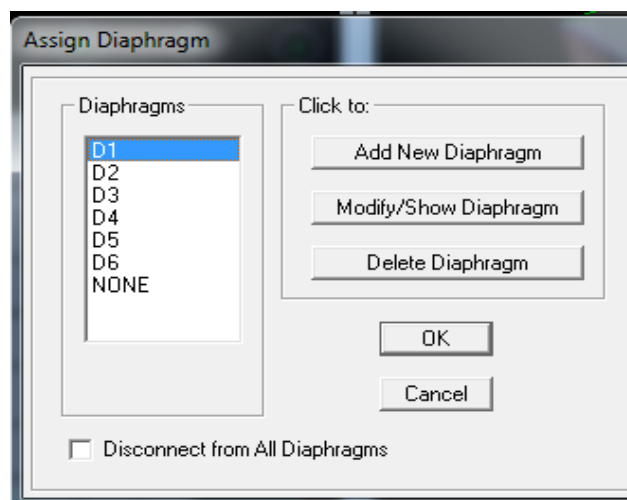
On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastrés.

• **Onzième Étape:**

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maitre), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

Defin → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm .**



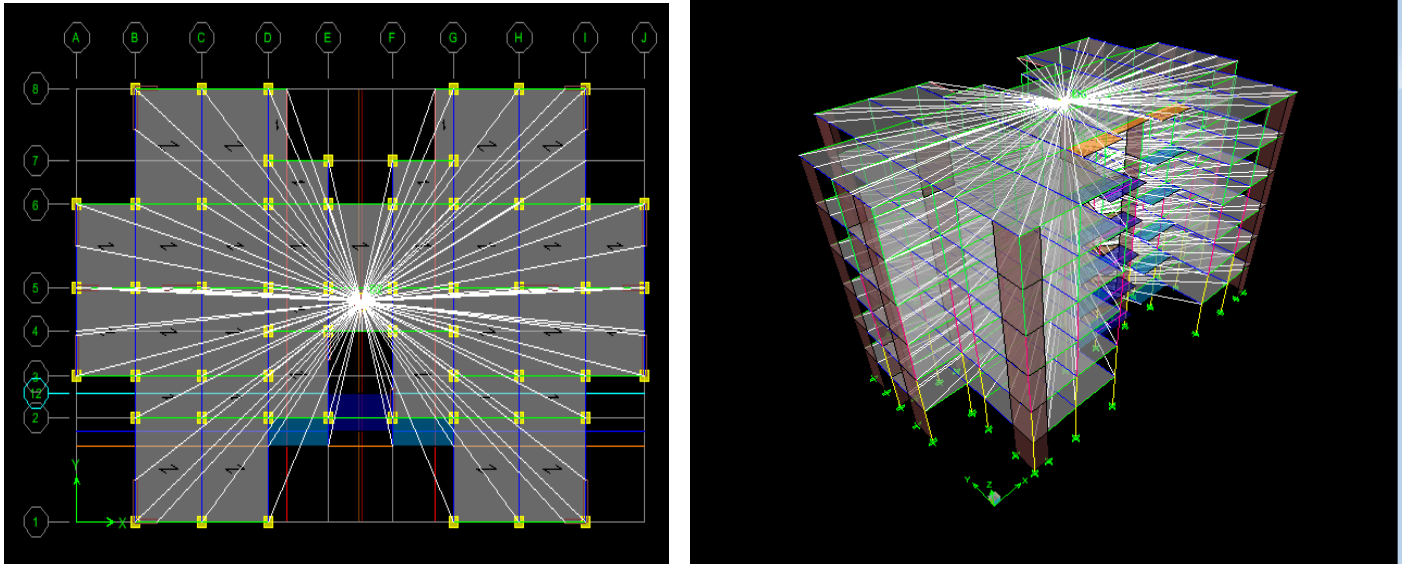


Figure IV.5: Diaphragme pour la structure

On suit les mêmes étapes pour les autres planchers.

- **Douzièmes Étape :**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

Analyse ———> **Run Analysis** ou on clique sur le bouton **F5**

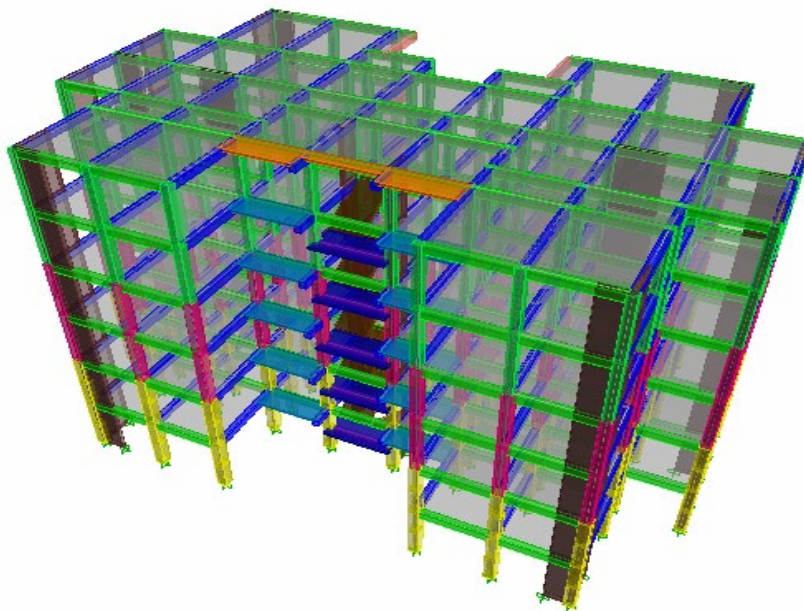


Figure IV.6 : modèle finale de notre structure

CHAPITRE V :
VERIFICATION AUX
EXIGENCES DE RPA

V. Vérification des RPA

V.1.Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure. C'est pour cela qu'avant de passer à l'étape de ferrailage des éléments structuraux, le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien **(RPA99) version 2003 [01]** exigent la satisfaction des conditions suivantes :

1. La période fondamentale de la structure.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale (nombre des modes).
3. L'excentricité.
4. Justification du système de contreventement
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. Déplacement maximal de la structure.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

V-3-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :

V-3-1-Vérification de la période empirique T : RPA version 2003 : page 31 formule 4.6.

La période empirique :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le **tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**.

$$T_1 = 0,05 \times (18,36)^{3/4} = 0,443s$$

Calcul de la période empirique majorée

$$T_{maj} = T + 30\%T$$

$$T_{maj} = 0,443 + 30\% \times 0,443 = 0,576 s$$

Avec :

T : La période calculée.

T_{maj} : La période majorée.

➤ **Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

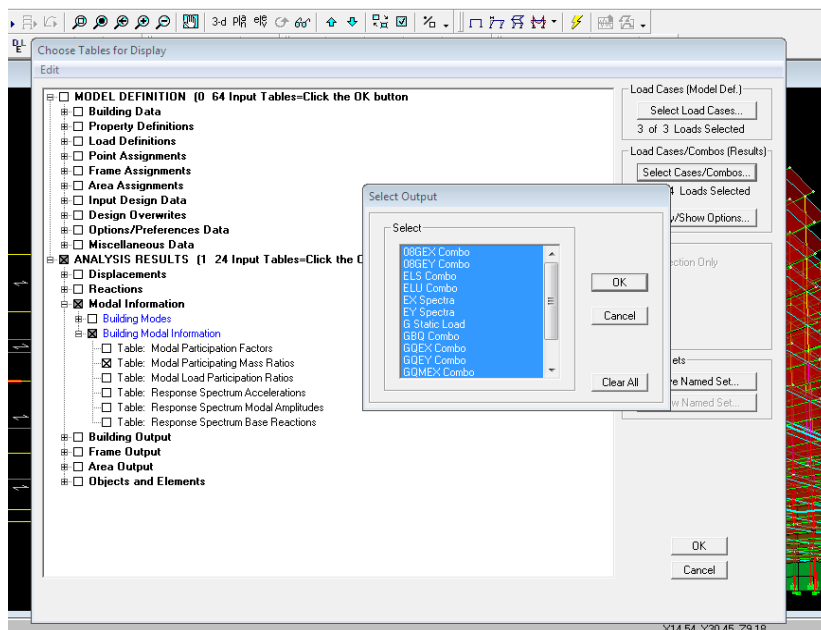
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information** → **Building Modal Information**

Modal Participating Mass Ratios

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,507927	72,8353	0,2379	0,0000	72,8353	0,2379	0,0000	0,3303
	2	0,450313	0,2649	69,7852	0,0000	73,1002	70,0232	0,0000	96,7294
	3	0,413421	0,0178	1,3197	0,0000	73,1180	71,3428	0,0000	1,8267
	4	0,150194	14,8890	0,0109	0,0000	88,0070	71,3537	0,0000	0,0003
	5	0,130075	0,0085	16,1807	0,0000	88,0155	87,5345	0,0000	0,7543
	6	0,106210	0,0048	0,0137	0,0000	88,0203	87,5481	0,0000	0,0008
	7	0,069033	6,3239	0,0004	0,0000	94,3442	87,5485	0,0000	0,0000
	8	0,058363	0,0003	6,7736	0,0000	94,3445	94,3221	0,0000	0,2613
	9	0,044635	0,0016	0,0005	0,0000	94,3461	94,3226	0,0000	0,0000
	10	0,039600	3,2105	0,0000	0,0000	97,5566	94,3226	0,0000	0,0000
	11	0,032879	0,0002	3,3163	0,0000	97,5568	97,6390	0,0000	0,0604
	12	0,026775	1,5426	0,0020	0,0000	99,0994	97,6410	0,0000	0,0001

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode 1=0.759s

Donc :

$$T_{etabs} = 0,507 \text{ s}$$

T_{eatbs} : période d'ETABS.

$$T = 0,443 \text{ S} < T_{etabs} = 0,507 \text{ S} < T_{majorée} = 0,765 \text{ S}$$

→La période est vérifiée.

V-3-2-Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ Détermination de la participation de la masse modale

On l'a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

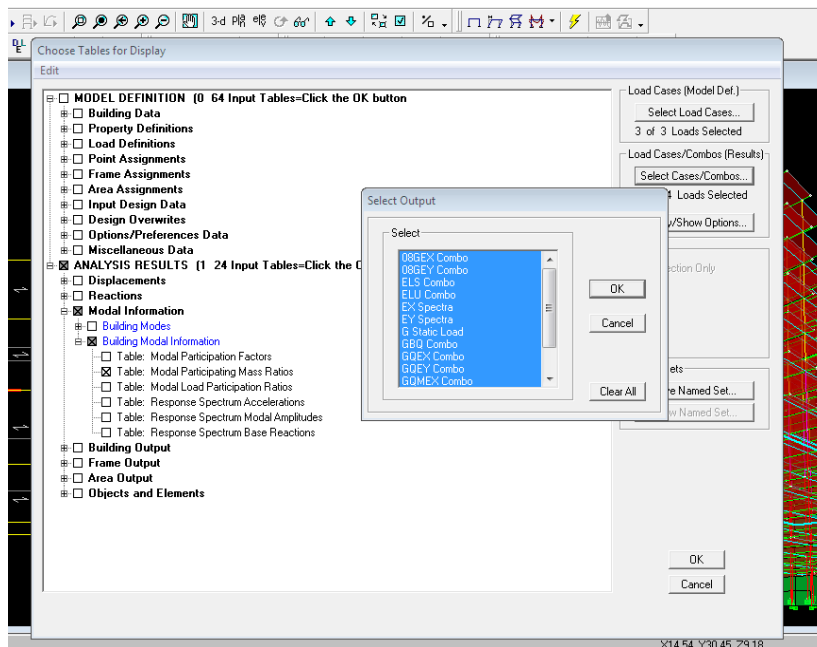
Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results —————> **modal information** —————> **Building Modal Information**

Modal Participating —————> **Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :



Select cases/combo

Puis on clique : **OK** —————> **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	
1	0,507927	72,8353	0,2379	0,0000	72,8353	0,2379	0,0000	0,3303	
2	0,450313	0,2649	69,7852	0,0000	73,1002	70,0232	0,0000	96,7294	
3	0,413421	0,0178	1,3197	0,0000	73,1180	71,3428	0,0000	1,8267	
4	0,150194	14,8890	0,0109	0,0000	88,0070	71,3537	0,0000	0,0003	
5	0,130075	0,0085	16,1807	0,0000	88,0155	87,5345	0,0000	0,7543	
6	0,106210	0,0048	0,0137	0,0000	88,0203	87,5481	0,0000	0,0008	
7	0,069033	6,3239	0,0004	0,0000	94,3442	87,5485	0,0000	0,0000	
8	0,058363	0,0003	6,7736	0,0000	94,3445	94,3221	0,0000	0,2613	
9	0,044635	0,0016	0,0005	0,0000	94,3461	94,3226	0,0000	0,0000	
10	0,039600	3,2105	0,0000	0,0000	97,5566	94,3226	0,0000	0,0000	
11	0,032879	0,0002	3,3163	0,0000	97,5568	97,6390	0,0000	0,0604	

Edit —————> **copy** —————> **collé dans l'Exce**

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,507927	72,8353	0,2379	72,8353	0,2379	0,037
2	0,450313	0,2649	69,7852	73,1002	70,0232	1,2976
3	0,413421	0,0178	1,3197	73,118	71,3428	69,4817
4	0,150194	14,889	0,0109	88,007	71,3537	0,002
5	0,130075	0,0085	16,1807	88,0155	87,5345	0,0135
6	0,10621	0,0048	0,0137	88,0203	87,5481	16,8712
7	0,069033	6,3239	0,0004	94,3442	87,5485	0,0024
8	0,058363	0,0003	6,7736	94,3445	94,3221	0,0003
9	0,044635	0,0016	0,0005	94,3461	94,3226	6,7923
10	0,0396	3,2105	0	97,5566	94,3226	0,0005
11	0,032879	0,0002	3,3163	97,5568	97,639	0
12	0,026775	1,5426	0,002	99,0994	97,641	0,0109

Tableau V.1. : Résultats d'analyse dynamique.

- Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,507$ s
- Le 1^{er} et le 2^{ème} sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 8 modes que la masse éteigne les 90% selon **RPA99vs 2003**

V-3-3- Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99 vs 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tel que : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➤ **Excentricité calculé :**

Sens longitudinal (x-x)

$$e_x = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 27,30 = 1,365 \text{ m}$$

Sens transversal (y-y)

$$e_y = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 17,90 = 0,895 \text{ m}$$

➤ **Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :**

Pour cela on suit le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **building output** → **Table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**s

Après avoir tiré les valeurs de centre de masse et rigidité on copiera les résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit → **copy** → **collé dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) ; puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

$$\text{Avec : } \begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

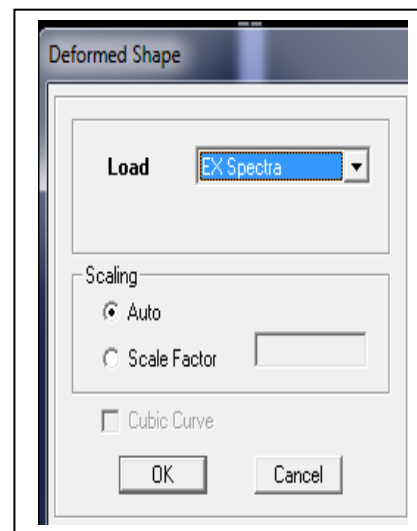
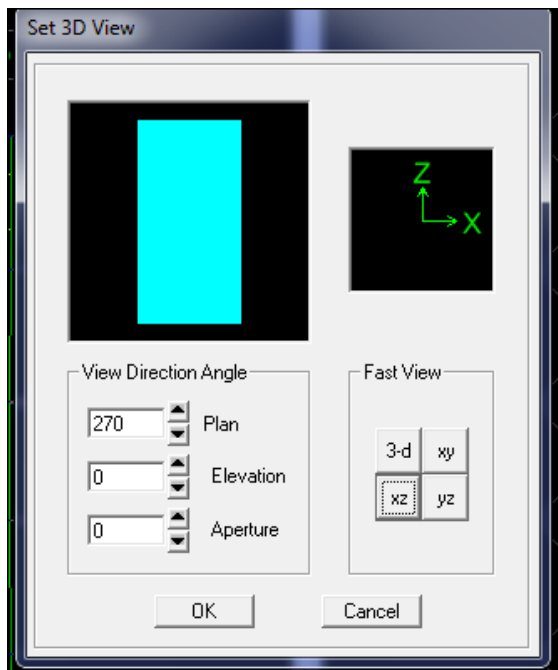
On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

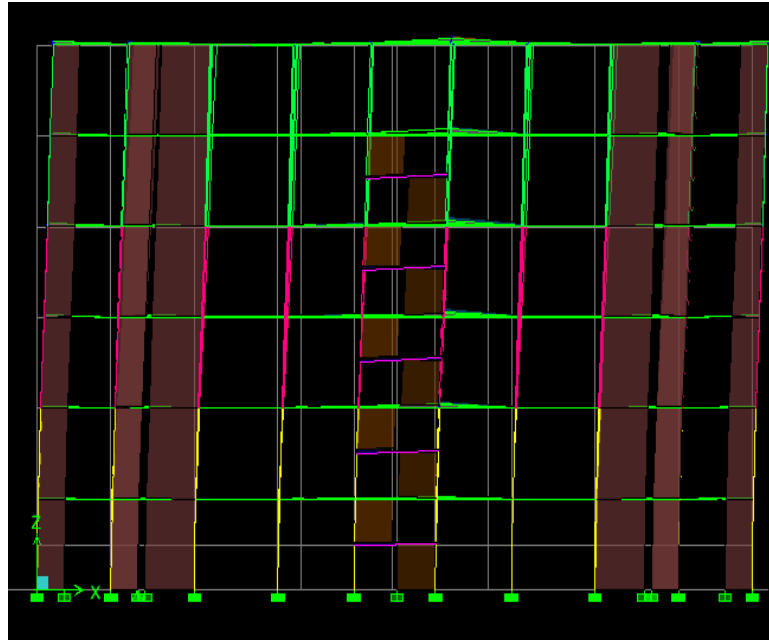
Suivant x-x :

Story	XCM	XCR	Ex	5%lx	vérification
RDC	13,653	13,763	0,11	1,365	Cv
ET1	13,653	13,853	0,2	1,365	Cv
ET2	13,653	13,889	0,236	1,365	Cv
ET3	13,653	13,9	0,247	1,365	Cv
ET4	13,645	13,893	0,248	1,365	Cv
TERRASSE	13,636	13,863	0,227	1,365	Cv

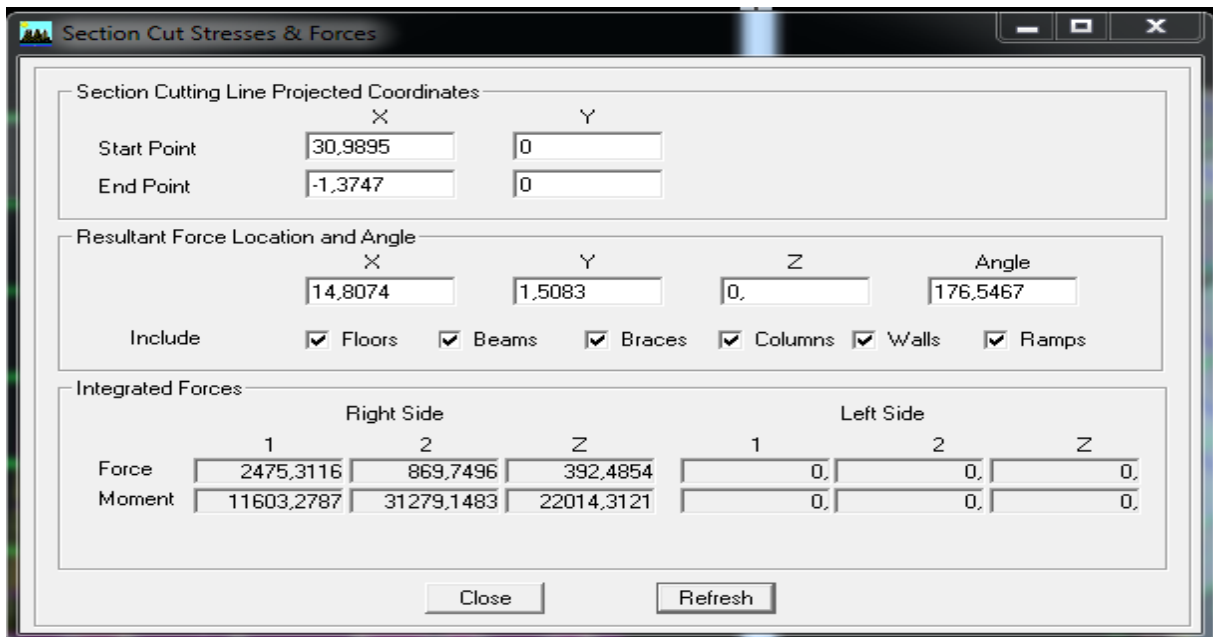
R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

V-3-4-1. Le pourcentage de la charge horizontale repris par des voiles :

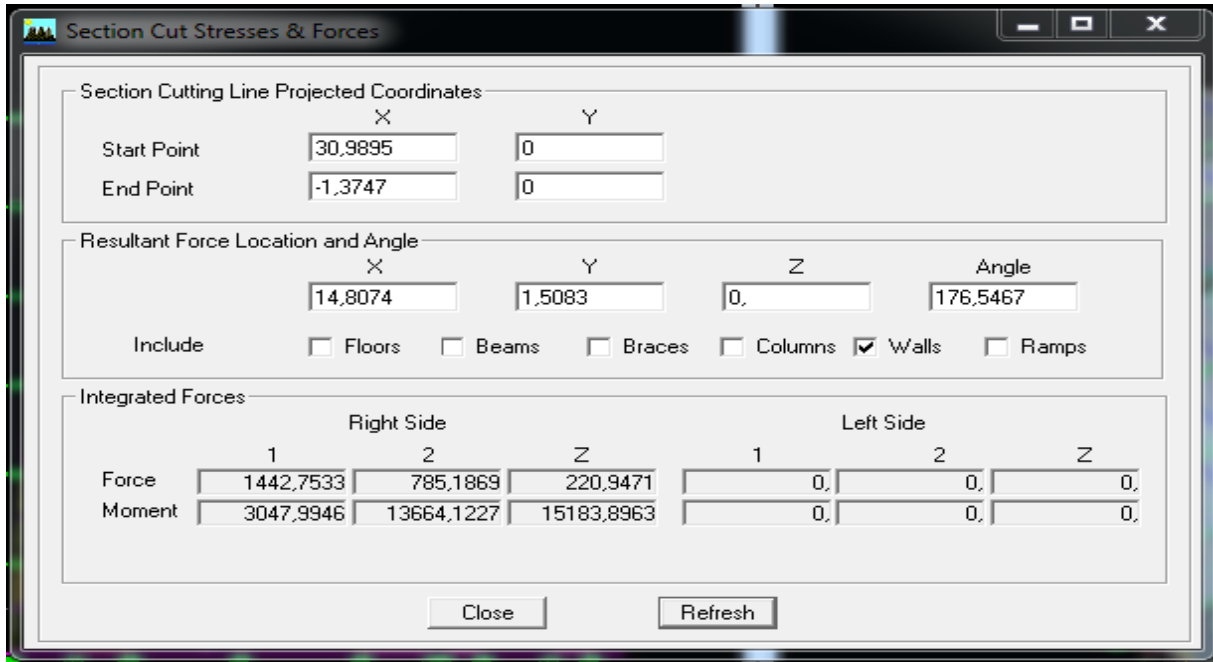




- La charge horizontale repris par la structure :



- La charge horizontale repris par les voiles :



➤ Selon XX

Niveaux	Charges totales (KN)	Charges Voiles (KN)	Pourcentages %
TERRASSE	858,87	331,18	38,55
ET4	1510,20	910,20	60,27
ET3	2005,29	963,49	48,04
ET2	2383,96	1435,18	60,20
ET1	2629,57	1457,50	55,42
RDC	2475.31	1442.75	58.28

$$1^{\text{er}} \text{étage} : \frac{V_{\text{voil}}}{V_T} \times 100 = \frac{2075,28}{2718,34} \times 100 = 76.34 \%$$

$$R(\%) = \frac{58.28 + 55.42 + 60.20 + 48.04 + 60.27 + 38.55}{6}$$

$$R(\%) = 53,47 \%$$

Selon x le calcul de pourcentage des voiles est de **53,47%** et le pourcentage des portiques est de **46,54 > 25%** —> Donc la structure est contreventée par **portiques - voiles**

Remarque

Les étapes pour le sens Ey c'est il faux sélectionné la combinaison Ey

➤ Selon YY

Niveaux	Charges totales (KN)	Charges Voiles (KN)	Pourcentages %
TERRASSE	802,57	330,98	41,24
ET4	1455,37	937,95	64,44
ET3	1940,51	1176,77	60,64
ET2	2219,72	1548,16	69,74
ET1	2436,68	1615,49	66,29
RDC	2329,04	1872,82	80,41

$$1^{\text{er}} \text{ étage} : \frac{V_{\text{voil}}}{V_T} \times 100 = \frac{1554,6131}{1955,518} \times 100 = 79,49\%$$

$$R(\%) = \frac{80.41 + 66.29 + 69.74 + 60.64 + 64.44 + 41.24}{6}$$

$$R(\%) = 63,79\%$$

Selon x le calcul de pourcentage des voiles est de **63,79 %** et le pourcentage des portiques est de **36,20 > 25%** —→ **Donc la structure est contreventée par portiques – voiles**

➤ Le pourcentage de la charge verticale repris par des voiles :

Remarque

Les étapes pour le sens Ey c'est il faux sélectionné la combinaison poids la valeur axe Z

Selon Z : Niveau	Charge [KN]			Pourcentage [%]	
	Totale	Portiques	Voiles	Portique [%]	Voiles [%]
RDC	24453,52	18565,63	4958,36	79,73	20,27

Selon x le calcul de pourcentage des voiles est de **20,27 % > 20%** et le pourcentage des portiques est de **79,73 %** —→ **Donc la structure est contreventée par portiques – voiles**

Conclusion

En comparant les deux résultats, notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales. Au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : dans ce cas de système de contreventement mixte, la valeur du coefficient de comportement est égale à **R=5**.

V-3-5 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1RPA99VS2003)$$

➤ Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

A:coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.(Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99) :

Groupe d'usage	ZONE			
	I	Iia	Iib	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Pour notre cas on a :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa
- } → A = 0,15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T₂: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 du RPA99/version2003**.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s.}$$

Dans notre cas :

$$T_2=0,5s < T_{etabs}=0,507 \text{ s} < 3s$$

Donc:

$$D = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif,

Du type de structure et de l'importance des remplissages.

Il est donné par le **tableau (4.2/RPA 99)** présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.2 : coefficient d'amortissement

Il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur pour une structure mixte. Cependant, on a adoptée suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante $\xi=8.5\%$ qui est la moyenne entre les deux valeurs $\xi=7\%$ (portique en béton armé) et $\xi=10\%$ (structure en voiles)

Dans notre cas on a une structure composée des portiques en béton armé et des voiles en béton armé un remplissage danse $\rightarrow 7 \leq \xi \leq 10$ alors on prend $\xi = 8,5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,81 > 0,7 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Alors :

$$D = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,81 \left(\frac{0,5}{0,507}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.82$$

- **Q=1.20** : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ Art4. 4RPA99vs2003}$$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

1) Régularité en plan :

-Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens x-x :

Condition non vérifiée \rightarrow pénaliser de 0,05

Sens y-y :

Condition non vérifiée \rightarrow pénaliser de 0,05

\rightarrow **La régularité en plan n'est pas vérifiée $P_{1x} = P_{1y} = 0,05$**

2) Régularité en élévation :

Sens x-x :

Condition vérifiée

Sens y-y :

Condition vérifiée

\rightarrow **La régularité en élévation est vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0$**

3) Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

→Condition non vérifiée dans les deux sens. $P_{x3} = P_{y3} = 0,05$

4) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x-x : **Condition non vérifiée** $P_{4x} = 0.05$

Suivant y-y : **Condition vérifiée.** $P_{4y} = 0$

5) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$

Conclusion : $Q_x = 1,15$ et $Q_y = 1,10$

Tableau.V.3 :Facteur de qualité Q.

Critères	Observé (Oui/Non)	Valeur des P_q
1-Condition minimales sur les files de contreventement	Non	0,05
2-Redondance en plan	Non	0,05
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de qualité des matériaux	Non	1
6-Contrôle de qualité de l'exécution	Non	0.05
	$\sum P_q$	1.20

D'où :

$$Q_x = Q_{\text{éyf}} = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 = 1.20$$

$$W_t = 24063.10 \text{ KN}$$

W_t : Poids total de la structure donné par ETABS

Tableau. V.3 : Récapitulatif des résultats.

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,82
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	5
Poids total de la structure W_t [kN]	24453,52

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule

$$V_{RPA} = \frac{0.15 \times 1,82 \times 1,20}{5} \times 24453,52 = 1602.19 \text{ kN}$$

➤ Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **show tables** **modal Information** → **building modal information**

Response → **spectrum base reactions**

Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront dans un tableau; puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x \text{ dyn}} = \text{Max } F_1 = 2460,57 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = \text{Max } F_2 = 2446,26 \text{ KN}$$

a. Vérification :

- **Sens longitudinal :**

Condition vérifiée.

$$V_{x \text{ dyn}} = 2460,57 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 1602,19 \text{ KN} = \mathbf{1281,75 \text{ KN}}$$

→ **Condition vérifiée.**

- **Sens transversal :**

$$V_{y \text{ dyn}} = 2446,26 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 1602,19 \text{ KN} = \mathbf{1281,75 \text{ KN}}$$

→ **Condition vérifiée.**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Donc : L'effort tranchant a la base est vérifié.

➤ Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Afin d'éviter où limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99/ version 2003 (Article 7.4.3.1) [01]**, nous exige la vérification pour chaque niveau (l' où il n'y a pas réduction de section) la relation suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

Où :

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire de la section (section brute).

f_{cj} : Résistance caractéristique de béton.

Alors : On doit sélectionner les poteaux à la base.

Puis:

Display → **Show Table** → **Frame Output** → **Frame Force**
 → **Table: Colum** → **force Select cases/combo** →

Sélectionner les combinaisons d'actions sismiques «**G + Q ± E**» et «**0.8G ± E**».

Tableau.V. 4 : Récapitulatif des résultats

Niveau	Nouvelle section [cm ²]	Effort normal N_d [KN]	ϑ	Observations
Poteaux 4/TER	35	232,01	0,07	Condition vérifiée
Poteaux 2 ^{eme} étage /3 ^{eme} étage	40	612,53	0,15	Condition vérifiée
Poteaux RDC/ 1 ^{er} étage	45	1345,6	0,26	Condition vérifiée

Donc :

Les sections des poteaux à retenir définitivement sont celle donné au tableau ci-dessus.

V-3-6 Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (Formule 4 -19 de RPA)}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement **R = 5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_k = |\delta_k - \delta_{k-1}| \text{ (Formule 4 -20 de RPA 99)}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- **Dans le sens longitudinal**

Display → show tables → analysis results → Displacement Data

table : Diaphragme CM displacement → Select cases/combo

On sélection Ex spectra

Puis on clique : OK → OK

Tableau. V. 5 : Déplacements relatifs sous l'action Ex

Story	Diaphragm	Load	UX	R	δ_{kx}	Δ_{kx}	1%He	observation
TERRASSE	D6	EX	0,0094	5	0,047	0,0075	0,0306	oui
ET4	D5	EX	0,0079	5	0,0395	0,0085	0,0306	oui
ET3	D4	EX	0,0062	5	0,031	0,0095	0,0306	oui
ET2	D3	EX	0,0043	5	0,0215	0,0095	0,0306	oui
ET1	D2	EX	0,0024	5	0,012	0,008	0,0306	oui
RDC	D1	EX	0,0008	5	0,004	0,004	0,0306	oui

- **Dans le sens transversal :**

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Eyspectra.

Tableau. V.6: Déplacements relatifs sous l'action Ey

Story	Diaphragm	Load	UY	R	δ_{ky}	Δ_{ky}	1%He	observation
TERRASSE	D6	EY	0,0084	5	0,042	0,0075	0,0306	oui

ET4	D5	EY	0,0069	5	0,0345	0,0085	0,0306	oui
ET3	D4	EY	0,0052	5	0,026	0,0085	0,0306	oui
ET2	D3	EY	0,0035	5	0,0175	0,008	0,0306	oui
ET1	D2	EY	0,0019	5	0,0095	0,0065	0,0306	oui
RDC	D1	EY	0,0006	5	0,003	0,003	0,0306	oui

V-3-7 Vérification du déplacement maximal de la structure

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\delta_{\max} \leq \bar{f} = \frac{h_t}{500}$$

Tel que : $\bar{f} = \frac{18,36}{500} = 0,036\text{m}$ (ART B.6.5,3 /BAEL91).

➤ **Détermination du déplacement maximal avec ETABS**

- **Dans le sens longitudinal :**

On suit le cheminement suivant : **Display** → **Show Story Response Plots**.

Puis, on clique sur **display**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

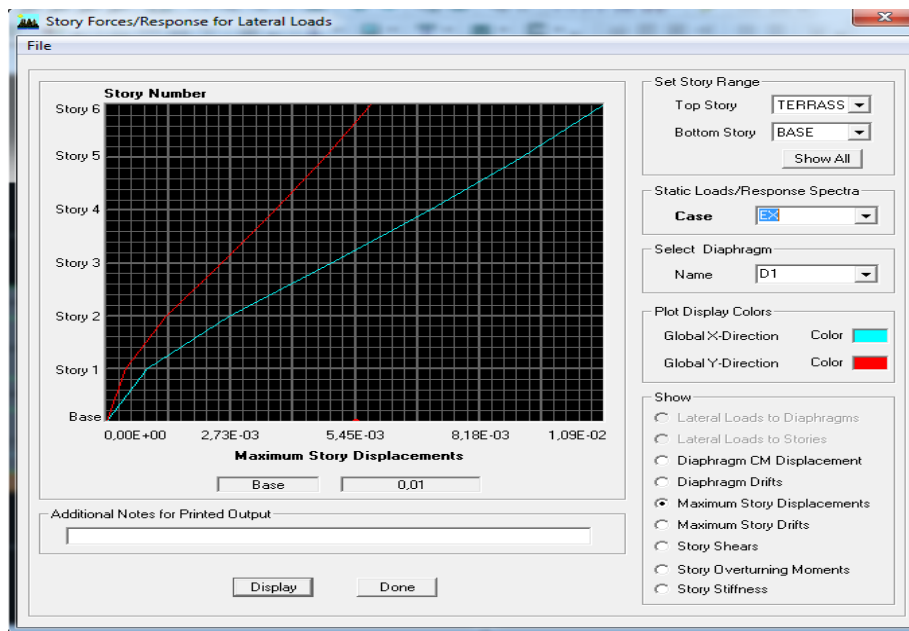


Figure. V-3-2 Déplacement maximal dans le sens « xx ».

$$\delta_{\max} = 0,01\text{m} < \bar{f} = 0,036 \text{ m}$$

Condition vérifiée.

- **Dans le sens transversal :**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :

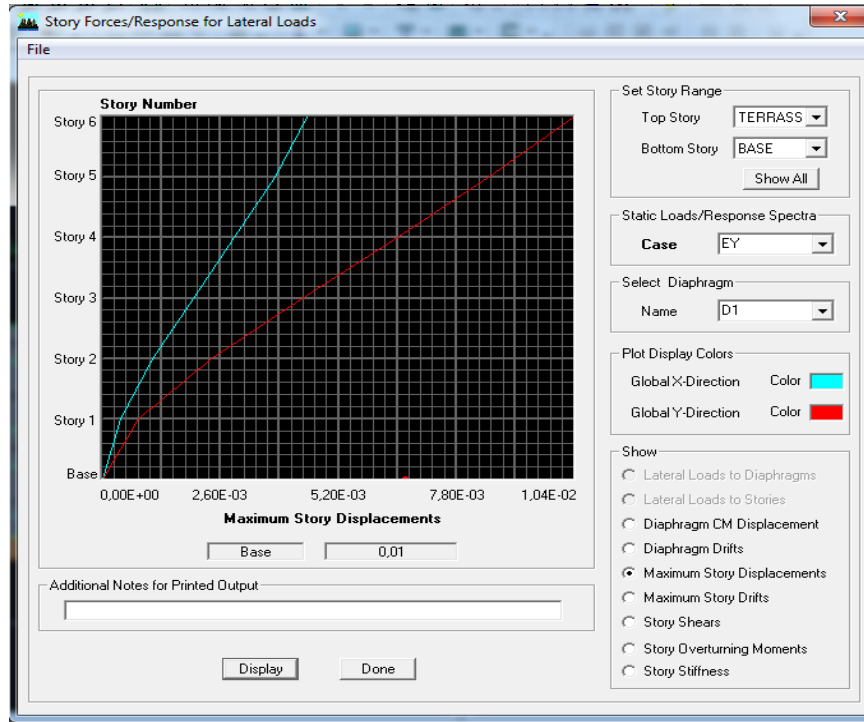


Figure. V-3-1 : Déplacement maximal dans le sens « yy ».

$$\delta_{\max} = 0,01m \cdot \bar{f} = 0,036 \text{ m}$$

Condition vérifiée.

V-3-8 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tous les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau. V. 7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

		Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
Niv	P _k	Δ_{kx}	V _{kx}	V _{kx} × h _k	Θ	Δ_{ky}	V _{ky}	V _{ky} × h _k	Θ
TERRASSE	4065,59	0,0075	752,93	2303,96	0,011	0,0075	776,23	2375,26	0,012
ET4	7974,58	0,0085	1328,12	4064,04	0,016	0,0085	1344,88	4115,33	0,016
ET3	12044,22	0,0095	1798,15	5466,37	0,020	0,0085	1792,03	5483,61	0,018
ET2	16105,19	0,0095	2131,6	6522,69	0,023	0,008	2124,44	6500,78	0,019
ET1	20356,89	0,008	2356,34	7210,40	0,022	0,0065	2342,62	7168,41	0,018
RDC	24453,52	0,004	2462,57	7535,46	0,012	0,003	2446,26	7485,55	0,009

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique Algérien **RPA 99/Version 2003** ; le modèle étudié et modélisé à l'aide du logiciel ETABS, on peut passer aux ferraillements de ces éléments structuraux.

CHAPITRE VI :
FERRAILLAGE
DES ELEMENTS

-VI.I. Poteaux

VI.I.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.7.0), ils sont donc calculés en flexion composée.

VI-1-2. Hypothèse de calcul :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

❖ Combinaisons fondamentales : « 1er genre » [BAEL 91]

$1,35G + 1,5Q$ (ELU)

$G + Q$ (ELS)

❖ Combinaisons accidentelles : « 2ème genre » RPA 99 [Version2003]

$G+Q \pm E$

$0.8G \pm E$.

- En procédant à des vérifications à l'ELS, les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton armé			Acier		
	γ_b	f_{c28}	f_{bu}	γ_s	F_e	σ_s
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,5	1,5	400	400

Tableau VI.1.1: Les caractéristiques mécaniques des matériaux.

VI.1.3. Recommandation du RPA2003 :

a) Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2).

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de $\Phi=12$ mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_L$ (zone II_a).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a.

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Pourcentage total maximum : Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement).

Pourcentage total minimum : Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8% de la section du béton (0,8% bh). (Zone II_a)

Étages	Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²) Zone II _a	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
RDC ; ET1	Poteaux 45*45	16,2	81	121,5
ET2 ; ET3	Poteaux 40*40	12,8	64	96
ET4 ; ET5	Poteaux 35*35	9,8	49	73,5

Tableau VI.1.2 : les sections des armatures longitudinales.

V.I.4. Ferrailage des poteaux :

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau pour chaque zone des zones suivantes :

Zone 1 : RDC et premier étage (poteau 45x45)

Zone 2 : deuxième et troisième étage (poteau 40x40)

Zone 3 : quatrième et cinquième étage (poteau 35x35)

1. calcul des armatures à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (compression ou traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)
- Section entièrement comprimée (SEC)

➤ **Section partiellement comprimé : (S.P.C)**

• **Calcul du centre de pression**

$e_u = \frac{M_u}{N_u}$ —————> deux cas peuvent se présenter.

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} eu \geq (\frac{h}{2} - c) \\ Nu \cdot (d - c') - Mf \leq (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot fbc \end{array} \right.$$

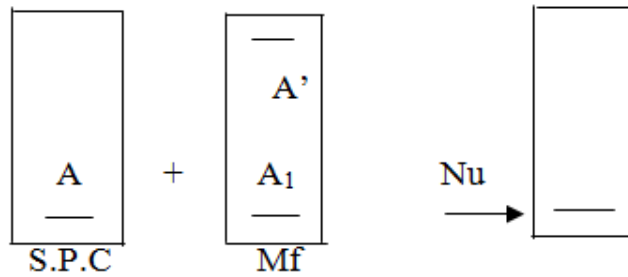


Figure V.1.1 : Section d'un poteau SPC.

$$M_f = M_u + N_u \times (\frac{h}{2} - c)$$

M_f : moment fictif

• **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot fbc}$$

Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392$la section est simplement armée.

μ ——— tableau ———> β

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_l = 0.392$ Section est doublement armée.

Et on calcul: $M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \cdot \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d-c) \cdot \sigma_s} l$$

$$\text{Avec: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A_s' = A'$; $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$

➤ Section entièrement comprimée : (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} eu \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ Nu \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1) \quad \text{Si } (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c') b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < Nu \cdot (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$; $A = 0$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - Mu}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} ; f_{bc} \text{ en (MPa) } M \text{ en (N.m)}$$

$$2) \quad \text{Si } Nu \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{Mu - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$

✓ **Remarque :**

Si : $e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera l'état limite de stabilité de

forme et la section d'armature sera $A = \frac{Nu - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

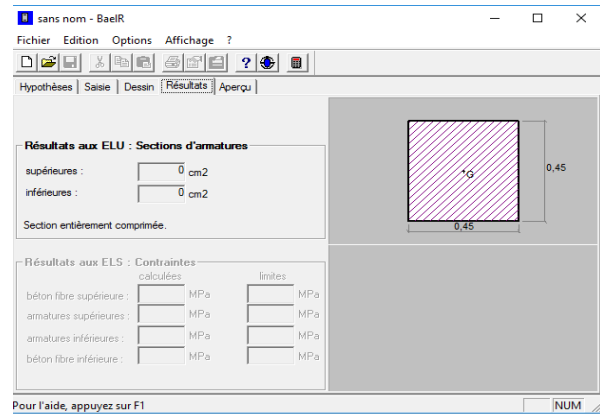
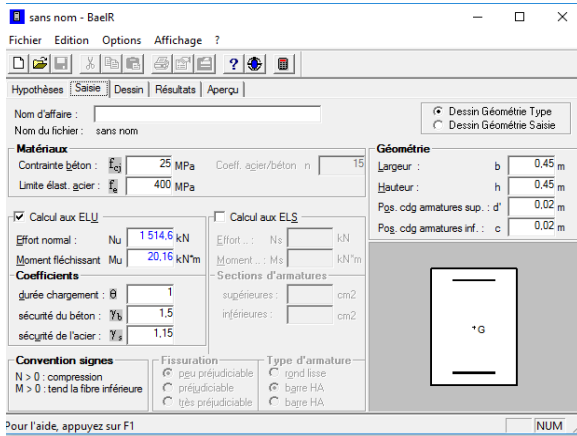
Avec : B : aire de la section du béton seul.

σ_s : contrainte de l'acier.

IV.3. calcul du ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC».

Exemple du calcul avec SOCOTEX :



VI.4. Calcul de ferraillage : (flexion composée)

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant (Tableau VI.1.3) sont celle adoptées pour chaque zone tendue :

Zone	niveau	poteau	COMB	N (KN)	M ₂ (KN.m)	As [*] (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
I	RDC ET1	45×45	GQEX	$N_{min} = -1038.9$	$M_{cor} = -24.56$	0	0	16.2	4HA20 + 4HA16	20.61
			GQEY	$N_{max} = 439.09$	$M_{cor} = 7.96$	4,99	5,99			
			GQEX	$N_{cor} = -182.7$	$M_{max} = 75.5$	0	2,25			
II	ET2 ET3	40×40	ELU	$N_{min} = -620.33$	$M_{cor} = -13.76$	0	0	12.8	4HA16 + 4HA14	14.2
			GQEY	$N_{max} = -76.5$	$M_{cor} = 7.672$	0	0			
			GQEX	$N_{cor} = -130.24$	$M_{max} = 67.00$	0	2,98			
III	ET4 TRS	35×35	ELU	$N_{min} = -306.26$	$M_{cor} = -13.072$	0	0	9.8	8HA14	12.32
			08GEX	$N_{max} = 25.8$	$M_{cor} = 2.881$	0	0			
			GQEX	$N_{cor} = -51.23$	$M_{max} = 40.883$	0	2,58			

Tableau VI.1.3 : Résultats de ferraillage des poteaux à ELU.

VI-1-5-Vérifications à l'ELU :**Les armatures transversales :****1) Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

2) Espacement des armatures transversales :**Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,4; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

En zone courante (pour zone IIa) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = \{15 \times 1,4\} = 21\text{cm}$$

Soit : **S_t = 15cm.****En zone nodal (pour zone IIa) :**

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15; 10 \times 1,4\} = \min\{15 ; 14\} = 14\text{cm}$$

Soit: **S_t = 10 cm****3) Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0,8\% S_t \cdot b_1$$

Avec b₁ : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$$\lambda_g : \text{Élancement géométrique du poteau. } \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$$l_f : \text{longueur de flambement du poteau. } l_f = 0,7 l_0$$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteau	Hauteur	L_f	λ_g	λ_g	A_t^{\min}	A_{adopte}	Observation
45x45	3,06	2,856	6,34	$\lambda_g \geq 5$	1,35	2,01	condition vérifiée
40x40	3,06	2,142	5,35	$\lambda_g \geq 5$	1,8	2,01	condition vérifiée
35x35	3,06	2,142	6,12	$\lambda_g \geq 5$	1,57	2,01	condition vérifiée

Tableau VI.1.4: Vérification de la quantité d'armatures transversales.

➤ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

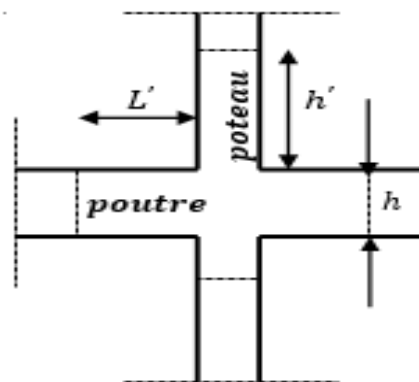


Figure VI.1.2 : Délimitation de la zone nodale (Art.7.4.2.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right)$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

$h_{ps} = 30 \text{ cm}$

Section des poteaux	H	h'
Poteau (45x45)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-30}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (40x40)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-30}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35x35)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-30}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.1.5: Détermination de la zone nodale.

➤ **La longueur minimale des recouvrements est de :**

Pour la zone II_a : $L_r = 40\Phi$

Pour : $\Phi=14$ donc $L_r = 40 \times 1,4 = 56$ cm.

➤ **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075\bar{\tau}_{bu} = 1,875$ MPa

Poteau	he	b=h	$\lambda_g \geq 5$	d	Tu	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$	obs
45x45	3,06	0,45	6,35	0,43	49,26	0,025	1,875	CV
40x40	3,06	0,40	5,35	0,38	44,63	0,029	1,875	CV
35x35	3,06	0,35	6,12	0,33	31,5	0,027	1,875	CV

Tableau VI.1.6: Vérification des contraintes tangentielles.

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

2- Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Section	Amin (cm ²)	Aadoptée	Obs
45x45	2,33	20,61	cv
40x40	1,835	14,2	cv
35x35	1,39	12,32	cv

VI.1.6. Vérifications à l'ELS :

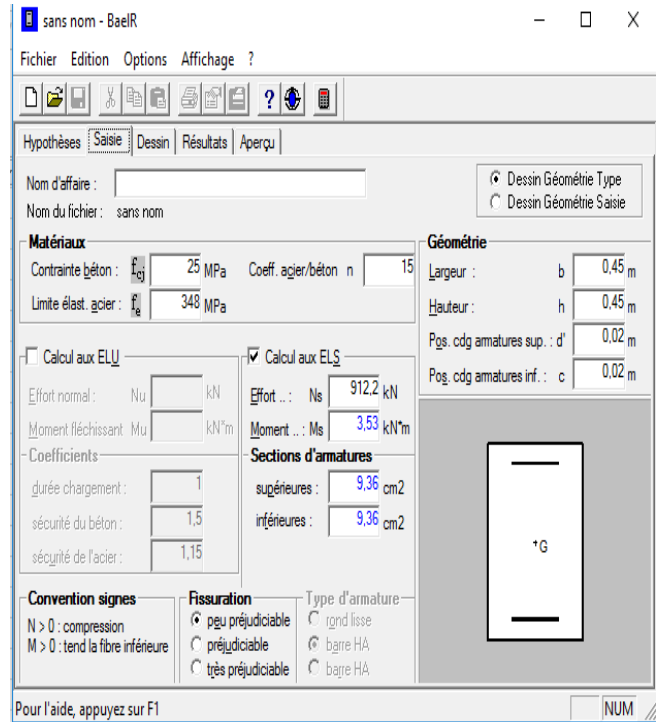
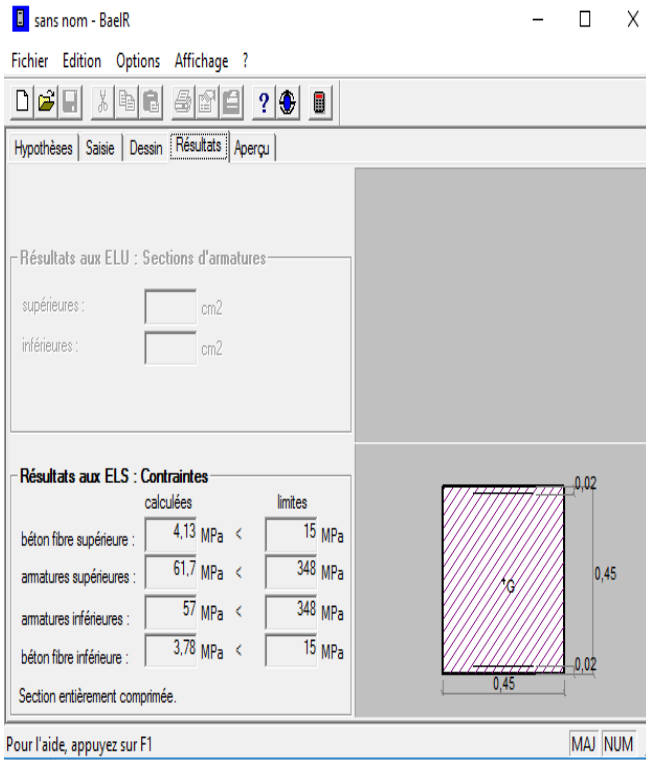
➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$

✓ A l'aide du logiciel SOCOTEC on a tiré les valeurs des contraintes du béton et l'acier afin de les vérifier aux contraintes admissibles.



Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Zone	N°	PT	COM	N (KN)	M (KN.m)	σ_{bsup} MPa	σ_{binf} MPa	σ_{bc} MPa	$\sigma_{st sup}$ MPa	$\sigma_{st inf}$ MPa	σ_{st} MPa	obs
I	ES RDC ET1	45×45	ELS	$N_{max} = -121.58$	$M_{cor} = 2.24$	0,65	0,42	15	9,54	6,5	348	OUI
			ELS	$N_{min} = -696.84$	$M_{cor} = -4.74$	2,82	3,31		42,7	49,2		OUI
			ELS	$N_{cor} = -336.4$	$M_{max} = 26,25$	2,82	0,14		40	4,34		OUI
II	ET2 ET3 ET4	40×40	ELS	$N_{max} = -210,92$	$M_{cor} = -6,829$	0,59	1,34	9,42	19,5	OUI		
			ELS	$N_{min} = -59.71$	$M_{cor} = 3.31$	2,31	0	32,2	8,29	OUI		
			ELS	$N_{cor} = -191.76$	$M_{max} = 24.24$	3,12	0	42,6	15,1	OUI		
III	ET5 ET6 ET7	35×35	ELS	$N_{max} = -6.26$	$M_{cor} = 0.36$	0	0	1,21	0,2	OUI		
			ELS	$N_{min} = -223.39$	$M_{cor} = -9.46$	0,58	2,7	11	38,2	OUI		
			ELS	$N_{cor} = -53.96$	$M_{max} = 27,69$	5,03	0	58,2	149	OUI		

Tableau VI.1.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

Ferrailage des poteaux :

Section	Les armatures longitudinales	Les armatures transversales	Schémas
45x45	4HA20 + 4HA16	4HA8	
40x40	4HA16 + 4HA14	4HA8	
35x35	4HA14 + 4HA14	4HA8	

VI.II. Poutres :

VI.2.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. On distingue deux types de poutres (principales et secondaires), après détermination des sollicitations (N, T, M), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par BAEL99.

➤ Les combinaisons de calcul :

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et vérifiées à l'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{ll}
 *1.35G+1.5Q & \text{(l'ELU) (RPA99révisé2003)} \\
 \text{(RPA99révisé2003)} & *G+Q \text{(l'ELS)} \\
 *G+Q \pm E & * 0.8G \pm E
 \end{array}$$

VI.2.2. Recommandations du RPA99/ version 2003 :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :

- 1) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2) Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.	6% en zone de recouvrement.
-----------------------------	------------------------------------
- 3) La longueur minimale de recouvrement est de : \emptyset en zone IIa
- 4) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- 5) On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant :

	0.5%bh	4%bh	6%bh
Poutres principales (25x35)	4,375	35	52,5
Poutres secondaires (25x30)	3,75	30	45

2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- 1) La qualité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t=0,003S_t.b$
- 2) L'espace maximal entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) \text{ (zone nodale)}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

Avec : \emptyset : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- 3) Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Étape de calcul des armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes : $\mu = \frac{Mu}{bd^2f_{bu}}$

Pour les aciers FeE400

- Si $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A_{s'} = 0$)
- Si $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée

- ❖ **1er cas : Section simplement armée ($A_{s'} = 0$).**

La section d'armatures tendues est égale à :

$$A_s = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa .}$$

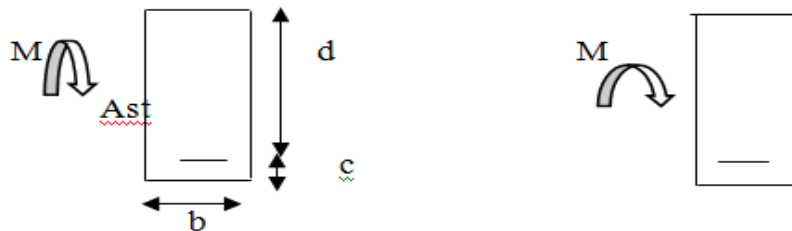


Figure VI.2.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

❖ 2^{ème} cas : Section doublement armée :

$$M_f = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_f \text{ avec } \Delta M \leq 40\% M_u$$

$$A_s = A_1 + A_2 \quad \text{avec } A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{et } A_2 = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

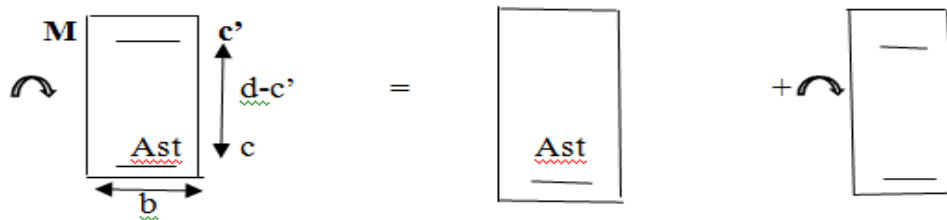


Figure VI.2.2. : Disposition des armatures S.D.A.

VI.2.3. Ferraillages des poutres et sollicitation :

a) Les sollicitations du calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus favorables sont extraites directement de logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau :

✚ Poutre principale solidaire au voile (25×35)

poutre	Localisation	M max [KN.m]	COM	A calculée sup [cm ²]	A calculée inf [cm ²]	Type de section	A _{min} RPA [cm ²]	Obs	A adoptée [cm ²]
PP	Travée	13.08	GQE _Y	0	1.02	SSA	2,5	A _{cal} <A _{min}	3HA12 =3.39
	Appuis	-58.726	GQE _Y	4,78	0	SSA	2,5	A _{cal} >A _{min}	6HA12 =6.79

✚ Poutre principale non solidaire au voile (25×35)

poutre	Localisation	M max [KN.m]	COM	A calculée sup [cm ²]	A calculée inf [cm ²]	Type de section	A _{min} RPA [cm ²]	Obs	A adoptée [cm ²]
PP	Travée	23.89	GQE _Y	0	1,88	SSA	2,5	A _{cal} <A _{min}	3HA12 =3.39
	Appuis	-53.151	GQE _Y	4,3	0	SSA	2,5	A _{cal} <A _{min}	3HA14 =4.62

➤ **Ferrailages des poutres principales solidaires au voile (25x35) :**

Armatures longitudinales :

En travée :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2fbu} = \frac{13.08 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.33^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA}) \longrightarrow \quad \beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.08 \times 10^3}{0.983 \times 33 \times 348} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2fbu} = \frac{53.151 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.33^2 \times 14.2} = 0.138 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA}) \longrightarrow \quad \beta = 0.925$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{53.151 \times 10^3}{0.925 \times 33 \times 348} = 4.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailages des poutres principales non solidaires au voile (25x35) :**

Armatures longitudinales :

En travée :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2fbu} = \frac{23.89 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.33^2 \times 14.2} = 0.062 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA}) \longrightarrow \quad \beta = 0.968$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2fbu} = \frac{53.151 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.33^2 \times 14.2} = 0.138 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA}) \longrightarrow \quad \beta = 0.925$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{53.151 \times 10^3}{0.925 \times 33 \times 348} = 4.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

Pourcentage exigé par RPA99 /2003 :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = \frac{0.5 \times 25 \times 35}{100} = 4.375 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = \frac{4 \times 25 \times 35}{100} = 35 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = \frac{6 \times 25 \times 35}{100} = 52.5 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{zone de recouvrement}$$

Condition de non fragilité :(Art A.4.2 /BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0.23 f_t l}{f_e} = \frac{0.23 \times 20 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.652 \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées sont supérieures à A_{min} .

✚ Poutre secondaire solidaire au voile (25×30)

poutre	Localisation	M _{max} [KN.m]	COM	A _{calculée sup} [cm ²]	A _{calculée inf} [cm ²]	Type de section	A _{minRPA/2} [cm ²]	Obs	A _{adoptée} [cm ²]
PS	Travée	65.02	GQEx	0	5.33	SSA	2,5	A _{cal} > A _{min}	3HA16 = 6.03
	Appuis	-78.527	GQEx	6.54	0	SSA	2,5	A _{cal} > A _{min}	3HA16+ 2HA14 = 9.11

✚ Poutre secondaire non solidaire au voile (25×30)

poutre	Localisation	M _{max} [KN.m]	COM	A _{calculée sup} [cm ²]	A _{calculée inf} [cm ²]	Type de section	A _{minRPA/2} [cm ²]	Obs	A _{adoptée} [cm ²]
PS	Travée	31.622	GQEx	0	2,51	SSA	2,5	A _{cal} > A _{min}	3HA12 = 3.39
	Appuis	-40.464	GQEx	3,23	0	SSA	2,5	A _{cal} > A _{min}	3HA12 = 3.39

➤ Ferrailages des poutres secondaires solidaires au voile (25x30) :

Armatures longitudinales :

En travée :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2f_{bu}} = \frac{65.02 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.234 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA}) \longrightarrow \beta = 0.865$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{65.02 \times 10^3}{0.865 \times 28 \times 348} = 5.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2f_{bu}} = \frac{78.527 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.282 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA}) \longrightarrow \beta = 0.830$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{78.527 \times 10^3}{0.830 \times 28 \times 348} = 6.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 9.11 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailages des poutres secondaires non solidaires au voile (25x30) :

Armatures longitudinales :

En travée :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2f_{bu}} = \frac{31.622 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.114 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA}) \longrightarrow \beta = 0.939$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31.622 \times 10^3}{0.939 \times 28 \times 348} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{40.464 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.146 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA}) \longrightarrow \beta = 0.921$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{40.464 \times 10^3}{0.921 \times 28 \times 348} = 3.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Pourcentage exigé par RPA99 /2003 :

$$A_{min} = 0.5\%bh = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\%bh = \frac{4 \times 25 \times 30}{100} = 30 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{zone courante}$$

$$A_{max} = 6\%bh = \frac{6 \times 25 \times 30}{100} = 45 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{zone de recouvrement}$$

Condition de non fragilité :(Art A.4.2 /BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 20 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.652 \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées sont supérieures à Amin.

Les poutres de chaînage non solidaire au voile (25× 35) :

poutre	Localisation	M max [KN.m]	COM	A calculée sup [cm ²]	A calculée inf [cm ²]	Type de section	AminRPA/2 [cm ²]	Obs	A adoptée [cm ²]
PCH	Travée	4,9	GQE _Y	0	0,34	SSA	2,5	A _{cal} < A _{min}	3HA12 =3.39
	Appuis	-7.49	GQE _Y	0,58	0	SSA	2,5	A _{cal} < A _{min}	3HA12 =3.39

➤ **Ferraillages des poutres de chaînage non solidaire au voile (25x35) :**

Armatures longitudinales :

En travée :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.9 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.33^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA}) \longrightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.9 \times 10^3}{0.994 \times 33 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.49 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.33^2 \times 14.2} = 0.020 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA}) \longrightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.49 \times 10^3}{0.990 \times 33 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

b) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutre principal	Poutre secondaire
$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$	$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1,3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \tau_u \longrightarrow \tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d\Sigma u}$$

$$\tau_u = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

avec : Σu_i : la somme des périmètres utiles des barres tendues.

ψ_s : coefficient de scellement : $\psi_s = 1$ (Ronds Lisses)

$\psi_s = 1,5$ (Haute Adhérence)

τ_{se} : contrainte d'adhérence limite ultime.

τ_u : contrainte admissible d'adhérence.

❖ **Les poutres principales solidaires au voile (35×25) :**

❖ **En travée :**

$$V_{umax} = 70.63 \text{ KN}$$

$$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{70.63 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,10 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Aux appuis :**

$$V_{umax} = 70.63 \text{ KN}$$

$$\Sigma u_i = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{70.63 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 226.08} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.05 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Les poutres principales non solidaires au voile (35×25) :**

En travée :

$$V_{umax} = 70.63 \text{ KN}$$

$$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{70.63 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.10 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Aux appuis :

$$V_{\text{umax}} = 70.63 \text{ KN}$$

$$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{70.63 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.88} = 1.80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.80 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Les poutres secondaires solidaires au voile (25×30) :

❖ En travées :

$$V_{\text{umax}} = 90.06 \text{ KN}$$

$$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 16 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{207.26 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 150.72} = 2.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.37 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Aux appuis :

$$V_{\text{umax}} = 90.06 \text{ KN}$$

$$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 16 + 3 \times 3.14 \times 14 = 282.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{90.06 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 282.6} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.26 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ On remarque que pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

❖ Les poutres de chaînage non solidaire au voile (25×35) :

❖ Aux travées :

$$V_{\text{umax}} = 7.69 \text{ KN}$$

$$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{7.69 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.22 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Aux appuis :

$$V_{\text{umax}} = 7.69 \text{ KN}$$

$$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{7.69 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.22 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Longueur de scellement droit : (Art A.6.1,22/BAEL91)

$$\text{Longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{se}}$$

$$\tau_e = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \varnothing 16 : L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm} \quad \text{on prend : } L_s = 57 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varnothing 14 : L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \quad \text{on prend : } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varnothing 12 : L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{on prend : } L_s = 43 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL (Art A .6.1,253/BAEL91)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$$\text{Pour } \varnothing 16 : L_c = 0.4 \times 57 = 22.8 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varnothing 14 : L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varnothing 12 : L_c = 0.4 \times 43 = 17.2 \text{ cm}$$

c) L'influence de l'effort tranchant :

• Sur béton : (Art A.5.1,313/BAEL91)

$$\frac{2V_u}{0.9bd} \leq \frac{0.8f_c28}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.15} = 17.39 \text{ MPa}$$

❖ Poutres principales :

$$\frac{2V_u}{0.9bd} = \frac{2 \times 70.63 \times 10^3}{0.9 \times 250 \times 330} = 1.90 \text{ MPa}$$

$$\frac{2V_u}{0.9bd} \leq \frac{0.8f_c28}{\gamma_b} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Poutres secondaires :

$$\frac{2V_u}{0.9bd} = \frac{2 \times 90.06 \times 10^3}{0.9 \times 250 \times 280} = 2.85 \text{ MPa}$$

$$\frac{2V_u}{0.9bd} \leq \frac{0.8f_c28}{\gamma_b} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Poutres de chaînage :

$$\frac{2V_u}{0.9bd} = \frac{2 \times 7.69 \times 10^3}{0.9 \times 250 \times 330} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\frac{2V_u}{0.9bd} \leq \frac{0.8f_c28}{\gamma_b} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur l'acier : (Art A.5.1,321/BAEL91)**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right] \text{ avec } M_u : \text{ en valeur algébrique.}$$

Poutres principales :

$$A_{st} = \frac{1.15}{400} \left(70.63 + \frac{13.08}{0.9 \times 0.33} \right) = 0.33 \text{ cm}^2 ; A_{st} \text{ adopté} = 8.04 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

$$A_{st} = \frac{1.15}{400} \left(90.06 + \frac{65.02}{0.9 \times 0.28} \right) = 1.01 \text{ cm}^2 ; A_{st} \text{ adopté} = 6.78 \text{ cm}^2$$

Poutres de chaînage :

$$A_{st} = \frac{1.15}{400} \left(7.69 + \frac{7.49}{0.9 \times 0.33} \right) = 0.09 \text{ cm}^2 ; A_{st} \text{ adopté} = 8.04 \text{ cm}^2$$

d) Vérification aux cisaillement : (Art 5.1.1BAEL91)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Avec T_{\max} : effort tranchant max à l'ELU

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutre	dimension	Vu(KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Pp sans voile	25×35	78.28	0.89	3,33	Vérifier
Pp avec voile	25×35	70.63	0.80	3,33	Vérifier
Ps sans voile	25×30	101.94	1.65	3,33	Vérifier
Ps avec voile	25×30	90.06	2.36	3,33	Vérifier
Poutre chaînage	25×35	7.69	0.10	3,33	Vérifier

Tableau VI.2.3 : vérification aux cisaillements.

Vérification à l'ELS :

a) État limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{contrainte admissible})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \quad (\text{Armatures adoptées à l'ELU.})$$

K_1 et β_1 : coefficients tirés des tableaux en fonction de $\rho = \frac{100}{bd} A_s$

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Poutre	Position	Moment (KN.m)	Ast (cm ²)	ρ	K	β	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
Pp sans voile (25×35)	travée	5.09	3.39	0.411	235.50	0.901	50.499	400	Vérifier
	appuis	-12.15	6.79	0.823	23.46	0.870	62.326	400	Vérifier
Pp avec voile (25×35)	travée	25.7	3.39	0.411	35.50	0.901	50.499	400	Vérifier
	appuis	36.701	4.62	0.56	29.64	0.888	271.08	400	Vérifier
Ps sans voile (25×30)	travée	2.50	3.39	0.484	32.62	0.895	50.499	400	Vérifier
	appuis	-8.69	3.39	0.484	32.62	0.895	50.499	400	Vérifier
Ps avec voile (25×30)	travée	10.96	6.03	0.731	25.32	0.876	74.102	400	Vérifier
	appuis	-11.50	9.11	1.301	17.89	0.887	50.827	400	Vérifier
PC (25×35)	travée	2.08	3.39	0.411	35.50	0.901	50.499	400	Vérifier
	appuis	-1.60	3.39	0.411	35.50	0.901	50.499	400	Vérifier

Tableau VI.2.4 : vérification du ferrailage des poutres principales et secondaires l'ELS.

VI.3. Voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et horizontales (séisme). Ils seront ferrailés en flexion composé sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

❖ Combinaisons fondamentales : « 1er genre » BAEL 91

$1,35G + 1,5Q$ (ELU)

$G + Q$ (ELS)

❖ Combinaisons accidentelles : « 2ème genre » RPA 99 V2003

$G+Q \pm E$

$0,8G \pm E$.

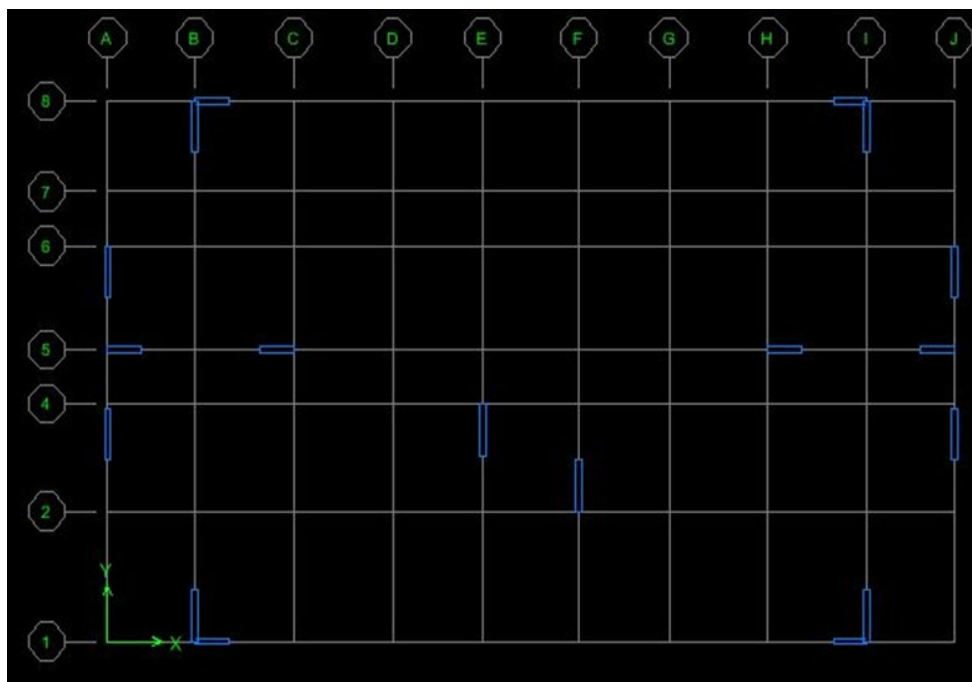


Figure VI.3.1 : La numérotation des voiles dans l'ETABS

VI.3.1. Ferrailages des voiles :

Leur ferrailage est composé de trois (3) types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : RDC et 1^{er} étage.
- **Zone II** : 2^{ème}, 3^{ème} étage.
- **Zone III** : 4^{ème}, 5^{ème} étage.

VI.3.2. Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent selon son élancement :

- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$
- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$

VI.3.2. Exposé de la méthode : La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N) et (M).

a) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M.V'}{I}$$

Avec : B : section du béton. (B=L_{voile} .e)

I : moment d'inertie du voile.

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée. ($V=V'=\frac{L_{voile}}{2}$)

I : Moment d'inertie du voile

e : Épaisseur du voile

M : moment dans le voile ;

N : Effort normal dans le voile

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_C\right)$

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_C : La longueur de la zone comprimée : $L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_T : La longueur de la zone tendue : $L_T = L - L_C$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (*S.E.C*),
- Section partiellement comprimé (*S.P.C*),
- Section entièrement tendue (*S.E.T*).

✓ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : Épaisseur du voile.

$\sigma_1 ; \sigma_2$: Contraintes de compression

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d) \times |\sigma_{min}|}{l_t}$$

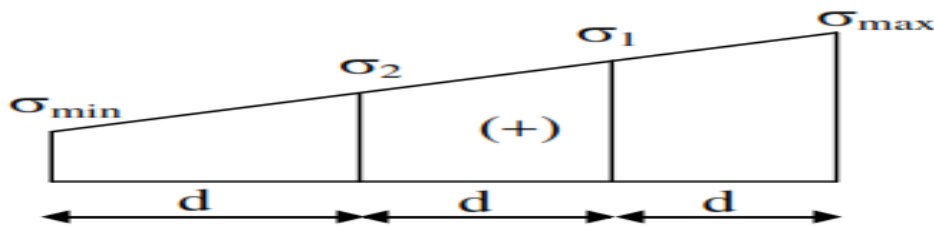


Figure VI.3.2 : Section entièrement comprimée.

- **Section d'armature :**

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vt} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec B : Section du tronçon considéré.

$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \implies$ Situation Courante,

$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \implies$ Situation Accidentelle.

- **Armatures minimale (Art A.8.1.21 BAEL91/mod99) :**

$A_{min} = 2 \text{ cm}^2$ Pour une longueur de la bande « d ».

$0,2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5 \%$ Avec B : section du béton comprimé.

✓ **Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

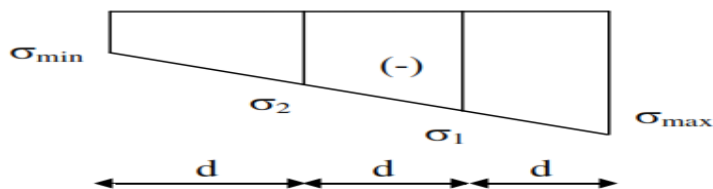


Figure VI.3.3 : Section entièrement tendue.

a) **Section d'armature :**

La section d'armature pour une section entièrement tendue : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures minimale:**

$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ (Condition de fragilité (BAEL Art A4.2.1)).

$A_{min} \geq 0,002 B$ (Section min (RPA Art 7.7.4.1)).

Avec : B : section du béton tendue.

✓ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

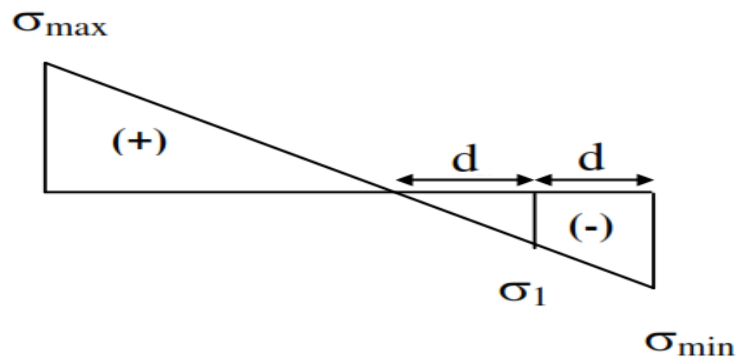


Figure VI.3.4: Section partiellement comprimée.

Remarque :

σ_{\max} et σ_{\min} : Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (S.E.T).

σ_{\max} et σ_{\min} : Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée (S.E.C).

σ_{\max} et σ_{\min} : Sont des signes contraires on aura section partiellement comprimée (S.P.C).

b) Section d'armature :

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

VI.4 Exigences de RPA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0,10 %

✓ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA 99mod 2003.}$$

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \} \text{BAEL 91 Modifiée 99}$$

Avec :

A_V : Section d'armatures verticales.

B : Section de béton.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

✓ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

✓ **Armatures de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 V_u$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

✓ **Armatures pour les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à **0,2 %** de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins **4HA10 (RPA 99/ Version 2003)**.

Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Dans notre cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

VI 5. Disposition constructives :

✓ **Espacement :**

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Art 7.7.4.3 RPA 99/ version 2003.}$$

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espace des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

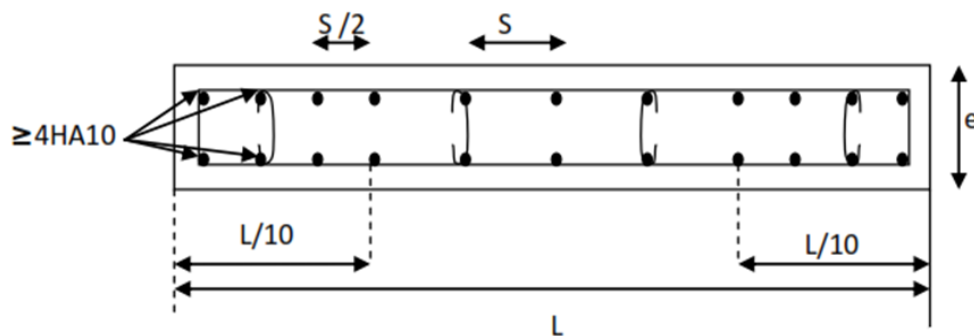


Figure VI.3.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

✓ **Les longueurs de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile. $\Phi_{max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$

VI 6. Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$N_s = G + Q$: Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section d'armature.

a) Vérification de la contraintes limite de cisaillement :

- D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003) :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

Avec : b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

V_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

c) D'après (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

VI 7. Exemple de calcul :

Ferrailage de VT1 : Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal VT1, L= 1.1 m et un voile longitudinal VL1 sur la zone 1

$$VL = 1.7 \text{ m}$$

ZONE	étage	B(m ²)	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.M)	COM	σ_{\max} (MPa)	σ_{\min} (MPa)	Type de section
I	RDC ET1	0.34	0,0819	$N_{\min} = -1539.9$	$M_{\text{cor}} = -57.37$	ELU	-5.125	-3.934	SEC
				$N_{\max} = 324.65$	$M_{\text{cor}} = 47.21$	0.8GE _Y	1.445	0.467	SET
				$N_{\text{cor}} = -806.72$	$M_{\max} = 3107.229$	GQE _X	29.882	-34.620	SPC
II	ET2 ET3	0.34	0,0819	$N_{\min} = -1177.38$	$M_{\text{cor}} = -1252.23$	GQE _Y	-16.462	9.536	SPC
				$N_{\max} = 3.67$	$M_{\text{cor}} = 124.25$	0.8GE _Y	1.301	-1.279	SPC
				$N_{\text{cor}} = -99.69$	$M_{\max} = 3413.72$	GQE _Y	35.143	-35.730	SPC
III	ET4 TRQ	0.34	0,0819	$N_{\min} = -573.97$	$M_{\text{cor}} = -292.27$	ELU	-4.722	1.346	SPC
				$N_{\max} = 38.78$	$M_{\text{cor}} = 77.29$	0.8GE _Y	0.916	-0.688	SPC
				$N_{\text{cor}} = -140.73$	$M_{\max} = 1423.62$	GQE _Y	14.364	-15.192	SPC

VT = 1.1 m

ZONE	étage	B(m ²)	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.M)	COM	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type de section
I	RDC ET1	0.22	0,022	$N_{min} = -751.42$	$M_{cor} = -124.263$	GQEX	-6.497	-0.335	SEC
				$N_{max} = 394.55$	$M_{cor} = 124.17$	0.8GEX	4.872	-1.285	SPC
				$N_{cor} = -686.15$	$M_{max} = 361.15$	GQEX	5.835	-12.073	SEC
II	ET2 ET3	0.22	0,022	$N_{min} = -463.48$	$M_{cor} = -6.7$	ELU	-2.295	-1.918	SEC
				$N_{max} = 28.88$	$M_{cor} = 85.62$	0.8GEX	2.254	-1.992	SPC
				$N_{cor} = -81.17$	$M_{max} = 154.2$	GQEX	3.405	-4.143	SPC
III	ET4 TRQ	0.22	0,022	$N_{min} = -267.64$	$M_{cor} = -65.92$	GQEX	-2.851	0.418	SEC
				$N_{max} = 96.87$	$M_{cor} = 120.47$	0.8GEX	3.427	-2.547	SPC
				$N_{cor} = -93.26$	$M_{max} = 124.73$	GQEX	2.669	-3.516	SPC

➤ Caractéristiques géométriques

$$L = 1.1 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm} ; B = 0.22 \text{ m}^2$$

a) Sollicitations de calcul :

On calcule les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\sigma_{max} = 5,835 \times 10^3 = 5835 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -1.2073 \times 10^3 = -12073 \text{ KN/m}^2$$

σ_{max} et σ_{min} Sont de signes contraires donc on a une section partiellement comprimée (SPC).

b) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{5835}{5835 + 12073} \times 1.1 = 0.75 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_c = 0.55 \text{ m.}$$

c) Calcul « d » longueur de la bande :

$$.d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1.53; 0.50) = 0,50 \text{ m}$$

d) Détermination des efforts normaux :

$$\sigma_1 = \frac{(\sigma_{min}) \times (L_t - d)}{l_t} = \frac{5835 \times (0.55 - 0.50)}{0.55} = 8370.61 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{(8370.61 + 12073)}{2} \times 0.50 \times 0,2 = 470.20 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{8370.61}{2} \times 0.50 \times 0,2 = 192.52 \text{ KN.}$$

e) Calcul des armatures :

➤ Armatures verticales :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande: } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{470.20 \times 10}{348} = \mathbf{9.51 \text{ cm}^2}.$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande: } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{192.52 \times 10}{348} = \mathbf{5.92 \text{ cm}^2}.$$

➤ Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times V}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 361.9}{400} \times 10 = \mathbf{8.90 \text{ cm}^2}.$$

➤ Armatures minimales :

$$\left. \begin{array}{l} A_{min} \geq \max \left(0,002 B ; \frac{f_{t28} \times d \times e}{f_e} \right) \\ A_{min} \geq \max(4.4; 5.25) \end{array} \right\} A_{min} = \mathbf{5.25 \text{ cm}^2}$$

Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 9.51 + \frac{8.90}{4} = \mathbf{11.73 \text{ cm}^2}.$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 5.92 + \frac{8.90}{4} = \mathbf{8.14 \text{ cm}^2}.$$

➤ **Ferraillage adopté :**

	Section totale	Ferraillage adopté	Espacement
1^{ère} bande	$A_1 = 11.73$	6HA16 = 12.06 cm ²	10
2^{ème} bande	$A_2 = 8.14$	6HA14 = 9,23 cm ²	10

Tableau VI.3.1: Ferraillage adopté.

➤ **Armatures horizontales :**

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{21.29}{4} = 5.33 \text{ cm}^2$

- D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 110 = 3.30 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 5.33 \text{ cm}^2$

Soit : 6HA12 = 6.78 cm² / 1m de hauteur ; avec $S_H = 10 \text{ cm}$.

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré

Soit avec HA8. (4HA8=2,01cm²)

f) Vérifications :

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq (1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

$S_t = 10 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

$S_h = 10 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_b$ Avec : $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{686.15 \times 10^3}{1100 \times 200 + 15 \times 21.29 \times 10^2} = 2.72 \text{ MPa}$.

$\sigma_b = 2.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1.4 \times 361.9 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1100} = 2.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le BEAL 91 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{361.9 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1100} = 1.82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats des voiles (VT1) sont résumés dans les tableaux suivant :

Zones		Zone I	zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,1	1,1	1,1		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,22	0,22	0,22		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4872	2254	23427		
	σ_{min} [KN/m ²]	-1285	-1992	-2547		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V_u (kN)	361,9	55,2	52,92		
	L_i (m)	0,23	0,52	0,11		
	L_c (m)	0,87	0,58	0,99		
	d (m)	0,370	0,280	0,540		
	σ_1 [KN/m ²]	-785,991	911,200	-1020,873		
	N (kN)	N ₁	18,46	81,29	-413,47	
		N ₂	11,037	21,510	440,944	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0,46	2,03	10,34	
		A _{v2}	0,28	0,54	11,02	
	A _{vi} (cm ²)		13,93	2,13	2,04	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	3,94	2,56	10,85	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	3,76	1,07	11,53	
	A _{min} (cm ²)		3,89	2,94	5,67	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	7,92	7,92	14,07	
		Bonde 2	7,92	7,92	14,07	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×7HA12	2×7HA12	2×7HA16
			Bonde 2	2×7HA12	2×7HA12	2×7HA16
S _t (cm)		Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	
		Bonde 2	15 cm	20 cm	20 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande			0,69	1,55	0,32	
A _H /nappe (cm ²)			1,98	1,98	3,52	
Choix des barres/nappe (cm ²)			2×7HA12	2×7HA12	2×7HA12	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	t _u (MPa)	1,828	0,279	0,267	
		t _b (MPa)	2,559	0,390	0,374	
	ELS	N _s (kN)	686,15	28,88	96,87	
		s _b (MPa)	2,81	0,12	0,37	

Tableau VI.3.2: Ferrailage du voile transversal (L=1.1 m)

Les résultats des voiles (VL1) sont résumés dans les tableaux suivants :

Zones		Zone I	zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,7	1,7	1,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,22	0,22	0,22	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5125	131	4722	
	σ_{min} [KN/m ²]	-3934	-1279	-1346	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	196,79	41,71	21,83	
	L _i (m)	0,74	1,54	0,38	
	L _c (m)	0,96	0,16	1,32	
	d (m)	0,370	0,280	0,540	
	σ_1 [KN/m ²]	1962,335	1046,765	-581,482	
	N (kN)	N ₁	218,16	65,12	41,28
		N ₂	72,263	132,108	9,473
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5,45	1,63	1,03
		A _{v2}	1,81	3,30	0,24
	A _{vi} (cm ²)		7,58	1,61	0,84
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	7,35	2,03	1,24
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	3,70	3,70	0,45
	A _{min} (cm ²)		3,89	2,94	5,67
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	7,92	7,92	14,07
Bonde 2		7,92	7,92	14,07	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×7HA12	2×7HA12	2×7HA16
		Bonde 2	2×7HA12	2×7HA12	2×7HA16
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,21	4,63	1,13
	A _H /nappe (cm ²)		1,98	1,98	3,52
Choix des barres/nappe (cm ²)		2×7HA12	2×7HA12	2×7HA12	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	t _i (MPa)	0,643	0,136	0,071
		t _u (MPa)	0,900	0,191	0,100
	ELS	N _s (kN)	153,9	49,52	573,97
		s _s (MPa)	0,63	0,20	2,19

Tableau VI.3.3: Ferrailage du voile longitudinale (L=1.70 m)

CHAPITRE VII :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des fondations profondes (puits, pieux).

VII.1. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Économie
- Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII.2.2. Semelles filantes :**VII.2.2.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'E.L.S sous l'effort normal

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile $\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} L}$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

- **Sous voiles :**

Voiles	Ni (KN)	L (m)	B (m)	S _i = B x L [m ²]
VL	614.21	1.10	2.79	8x3.07=24.56
VT	1123.29	1.70	3.30	10x5.61=56.1
La somme				80.66

Tableau VII.1 : résultats des surfaces revenant aux voiles

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = S_{vl} + S_{vt} = 80.66 \text{ m}^2$

VII.2.2.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a. Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. Étape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante R .

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \implies \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$$

Avec : L est la distance entre nus des poteaux

- Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.
- Calcul de la semelle dans le sens transversal.

Poteaux	N=G+Q [KN]	M[KN.m]	e _i	N × e _i
D85	324.86	-1.061	8.95	2907.497
D91	497.67	0.069	5.95	2961.14
D108	477.98	-0.32	4.15	1983.617
D116	381.17	0.259	0.72	274.44
D132	298.78	0.268	-1.08	-322.68
D129	503.68	0.005	-2.93	-1475.78
D195	414.58	-1.12	-4.63	-1919.51
D115	376.51	-0.606	-8.93	-3357.68
La somme	3275.23	-2.506		

Tableau VII.2 : résultats des efforts revenant aux poteaux

$$R = \sum N_i = 3275.23 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i + \sum M_i}{R} = \frac{3275.23 - 2.506}{3275.23} = 0,99$$

Donc l'excentricité e = 1 m

c. Distribution par (ml) de la semelle :

$$e = 1 \leq \frac{18.36}{6} = 3.06 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{3275.23}{18.36} \left(1 + \frac{6 \times 1}{18.36} \right) = 178.97 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{3275.23}{18.36} \left(1 - \frac{6 \times 1}{18.36} \right) = 120.09 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3275.23}{18.36} \left(1 + \frac{3 \times 1}{18.36}\right) = 207.53 \text{KN/ml}$$

d. Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{207.53}{200} = 1.1 \text{m}$$

On opte pour $B = 1.1 \text{ m}$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est

$$S_p = 1.1 \times 29.5 \times 10 = 201.96 \text{m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 80.66 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_s = S_p + S_v = 201.96 + 80.66 = 263.62 \text{m}^2$

La surface totale de bâtiment est : $S_{bat} = 29.5 \times 18.35 = 541.32 \text{ m}^2$

Calcul du rapport : $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{263.62}{541.32} = 48.69\%$

Remarque :

La surface totale des semelles représente 48.69% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface d'assise du sol, alors on opte le radier général.

VII.2.3. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

VII.2.3. Le radier :

- Est rigide en son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation,
- Facilite le coffrage,
- Est exécutable rapidement,
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.2.3.1. Pré dimensionnement du radier :

- Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.
- Selon la condition forfaitaire

Sous voile :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4.80 \text{ m}$$

$$60\text{cm} \leq h \leq 96\text{cm} \quad .$$

On prend : $h = 80\text{cm}$.

Sous poteau : la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24\text{cm}$$

On prend : $h_d = 40\text{cm}$.

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

Soit : $h_n = 60 \text{ cm}$.

a. Vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec : L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.80\right)^4 \left(\frac{3 \times 40}{10818,86}\right)} = 0.98 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{Soit : } h_n = 100 \text{ cm.}$$

Largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend $b_n = 55 \text{ cm}$

b. Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_{\text{dalle flottante}} \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{480}{50} = 9.6 \text{ cm} \leq h_{\text{dalle flottante}} \leq \frac{480}{40} = 12 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur de la dalle flottante de $h_{\text{dalle flottante}} = 10 \text{ cm}$

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h = 100 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure : $b = 55 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle : $h = 40 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle flottante de $h_{\text{dalle flottante}} = 10 \text{ cm}$

VII.2.3.2. Détermination de la surface nécessaire du radier :

a. Détermination des efforts à la base :

Charge permanente $G_t = 23791 \text{ KN}$

Charge d'exploitation $Q_t = 11036.96 \text{ KN}$

Combinaison d'actions

- A l'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 48673.29 \text{ KN}$
- A l'ELS : $N_s = G + Q = 34827.96 \text{ KN}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

- A l'ELU : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{48673.96}{266} = 182.98 \text{ m}^2$

- A l'ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{34827.96}{200} = 174.14 m^2$

$$S_{bat} = 541.32 m^2$$

$$S_{rad} > \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS})$$

$$S_{rad} = 174.14 m^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d . (D'après les règles BAEL).

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max(50; 30cm)$$

On ajoute au radier un débord de 50 cm dans les quatre sens.

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{débord}$$

$$S_{radier} = S_{bat} + (L_{débord}(L_x + L_y) \times 2) = 541.32 + (0.5 \times (18.36 + 18.35) \times 2) = 578.03 m^2$$

Charge permanente :

- **Poids du radier :**

$$G_{rad} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{remblai} + G_{dalle flottante}$$

- **Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_{dalle} \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 578.03 \times 0.4 \times 25 = 5780.3 \text{KN}$$

- **Poids de la nervure :**

$$P_{ner} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$P_{ner} = 0,55 \times (1 - 0,4) \times 18,35 \times 6 \times 25 + (0,55(1 - 0,4) \times 18,36 \times 10 \times 25)$$

$$P_{ner} = 2322.04 \text{KN}$$

- **Poids de T.V.O :**

$$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

Avec :

$$S_{ner} = (b_n \times L_x \times n) + (b_n \times L_x \times m)$$

$$S_{ner} = (0,55 \times 18,35 \times 6) + (0,55 \times 18,36 \times 10) = 161.53 m^2$$

$$S_{ner} = 161.53 m^2$$

$$P_{T.V.O} = (578.03 - 161.53) \times (1 - 0,40) \times 17$$

$$P_{T.V.O} = 4248.3 \text{KN}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times 25$$

$$P_{df} = 578.03 \times 0,10 \times 25 \rightarrow P_{df} = 1445.07 \text{KN}$$

- **Poids total du radier :**

$$G_{rad} = 5780.3 + 2323.04 + 1445.07 + 4248.3$$

$$G_{rad} = 13795.71 \text{KN}$$

- **Charges d'exploitation :**

Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 11036.96 [\text{KN}]$

Surcharge du radier : $Q_{rad} = 3.5 \times S_{rad} = 3.5 \times 578.03 = 2023.10 \text{ KN}$

Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 13795.71 + 23791$$

$$G_{tot} = 37586.71 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 11036.96 + 2023.10$$

$$Q_{tot} = 13060.06 \text{ KN}$$

Combinaisons d'action :

- **A l'ELU :**

$$1,35G_{tot} + 1,5Q_{tot} = 1,35(37586.71) + 1,5(13060.06) = 70332.15 [\text{KN}]$$

$$N_u = 70332.15 [\text{KN}]$$

- **A l'ELS :**

$$G + Q = 37586.71 + 13060.06 = 50646.77 [\text{KN}]$$

$$N_s = 50646.77 [\text{KN}]$$

VII.2.3.3. Vérification à l'ELU :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/Art A.5.1.211) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 [\text{MPa}]\right) = \min(2,5 [\text{MPa}]; 4 [\text{MPa}]) = 2,5 [\text{MPa}]$$

Avec : $b=100[\text{cm}]$; $d = 0,9h_d = 0,9 \times 40 = 36 [\text{cm}]$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{70332.15 \times 1}{578.03} \times \frac{3.06}{2} = 186.20 [\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{186,2}{1000 \times 0,36} = 0,51 [\text{MPa}] \leq \bar{\tau}_u = 2,5 [\text{KN}] \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 15 [\text{m}]$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,57 [\text{m}]$$

Avec S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = 17556,84 [\text{m}^4].$$

$$I_{YY} = 43087,5 [\text{m}^4].$$

$$M = M_0 + T_0 h$$

M_0 : Moment sismique à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

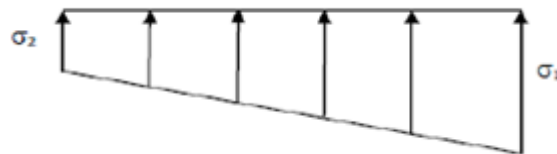


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes du sol

$$\text{Avec : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

- A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$
- A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N_u = 70332,15 [\text{KN}], N_s = 50646,77 [\text{KN}]$$

Sens longitudinal :

- ELU :

$$M = 28278.302 + (24626.57 \times 1) = 30740.90 \text{ [KN.m]}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{70332.15}{578.03} + \frac{28278.302 \times 15}{43087,5}$$

$$\sigma_1 = 131,50 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{70332.15}{578.03} - \frac{28278.302 \times 15}{43087,5}$$

$$\sigma_2 = 111.8 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(131.50) + 111.8}{4} = 126.6 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 126.6 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ [KN/m}^2\text{]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{50646.77}{578.03} + \frac{28278.302 \times 15}{43087,5}$$

$$\sigma_1 = 97.50 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{50646.77}{578.03} - \frac{28278.302 \times 15}{43087,5}$$

$$\sigma_2 = 77.80 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(97.50) + 77.80}{4} = 92.60 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 92.60 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 200 \text{ [KN/m}^2\text{]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal :

- **ELU :**

$$M = 32793.133 + (2446.26 \times 1) = 35239.39 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{70332.15}{578.03} + \frac{2446.26 \times 9,57}{43087,5}$$

$$\sigma_1 = 122.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{70332.15}{578.03} - \frac{2446.26 \times 9,57}{43087,5}$$

$$\sigma_2 = 121.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(122.20) + 121.20}{4} = 122 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 122 \text{ [KN/m}^2] \leq 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{50646.77}{578.03} + \frac{32793.133 \times 9,57}{17556,84}$$

$$\sigma_1 = 105.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{50646.77}{578.03} - \frac{32793 \times 9,57}{17556,84}$$

$$\sigma_2 = 69.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(105.50) + 69.7}{4} = 96.60 \text{ [KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = 96.60 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées.

c. Vérification au poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL) :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale de la dalle.

d. Vérification pour les poteaux :

$N_u = 1151,16 \text{ KN}$ (Valeur tiré à partir du logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,45 + 0,45 + (2 \times 1)) \times 2 = 5,8 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4350 \text{KN}$$

$N_u = 1151,16 \text{ KN} < 4350 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

e. Vérification pour les voiles :

$N_u = 1151,16 [\text{KN}]$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1 + (2 \times 1)) \times 2 = 6,4 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,4 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ KN}$$

$N_u = 1151,16 \text{ KN} < 4800 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

VII.2.3.4. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

1^{er} cas : si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la petite portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y} (L_x < L_y)$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a. Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **ELU :** $q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 126.60 - \frac{13795.71}{578.03} = 150.466 \text{ KN/m}^2$
- **ELS :** $q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 96.60 - \frac{13795.71}{578.03} = 120.466 \text{ KN/m}^2$

Panneau de dimension :

$$L_x = 3.4 \text{ m}$$

$$L_y = 4.80 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3,4}{4.80} = 0.8$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

a. Calcul des armatures à l'ELU :

$$\rho = 0.8 \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

$$q_u = 150.466 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0565 \times 150.466 \times 3.4^2 = 98.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.595 \times 120.466 = 71.70 \text{ KN.m}$$

- **Sens XX :**

Moment en travées : $M_{\text{utx}} = 0,75x M_{0x} = 0.75 \times 98.30 = 73.70 \text{ KN.m}$

Moment aux appuis : $M_{\text{uax}} = 0,5 \times M_{0x} = 0.5 \times 98.30 = 49.15 \text{ KN.m}$

Ferrailage :

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{\text{utx}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.70}{1 \times 0,38^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,036 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{\text{tx}} = \frac{M_{\text{utx}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{73.70 \times 10^2}{0,983 \times 38 \times 34,8} = 5.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA12 = 6.78 [cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{49.15}{1 \times 0,38^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,022 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,023 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{49.15 \times 10^2}{0,991 \times 38 \times 34,8} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA12 = 6.78[cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

- **Sens YY :**

Moment en travées :

$$M_{uty} = 0,75 \times M_{0y} = 0,75 \times 71.70 = 53.77 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{uay} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 71.70 = 35.85 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{53.77}{1 \times 0,38^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,027 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,027 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{53.77 \times 10^2}{0,989 \times 38 \times 34,8} = 4.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA12 = 6.78[cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{35.85}{1 \times 0,38^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,017 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,017 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35.85 \times 10^2}{0,993 \times 38 \times 34,8} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA12 = 6.78[cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M [KN.m]	μ	Obs	β	A_u [cm ²]	Ferrailage	A_u adoptée	s _t [cm]
l_x	Travée	73.70	0,036	SSA	0,983	5.66	6HA12	6.78	15
	Appuis	49.15	0,023	SSA	0,991	3.75	6HA12	6,78	15
l_y	Travée	53.77	0,027	SSA	0,989	4.11	6HA12	6,78	15
	Appuis	35.85	0,017	SSA	0,993	3.39	6HA12	6,78	15

Tableau VII.3 : Ferrailage du radier

VII.2.3.5. Vérification à l'ELU :**a. Vérification de la condition de non fragilité :**➤ **Sens l_x :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec : ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

$$A_{x\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,8}{2} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uax} = 4,52 [\text{cm}^2/\text{ml}] > A_{\min} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{utx} = 4,62 [\text{cm}^2/\text{ml}] > A_{\min} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Sens l_y :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \rightarrow A_y \geq bh\omega_0$$

$$A_{y\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uty} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uay} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures parallèles à L_x :

$$S_t \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min \{120; 33 \text{ cm}\}$$

$$15 [\text{cm}] \leq 33 \text{ cm}$$

Armatures parallèles à L_y :

$$S_t \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min \{160; 45 \text{ cm}\}$$

$$15 [\text{cm}] \leq 45 \text{ cm}$$

VII.2.3.6. Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0,8 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{array} \right.$$

$$q_s = 120,466 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0623 \times 120,466 \times 3,4^2 = 86,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,710 \times 86,75 = 61,60 \text{ KN.m}$$

a. Moment en travées :

$$\text{Sens X-X : } M_{stx} = 0,75 \times 86,75 = 65,06 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y : $M_{sty} = 0,75 \times 61.60 = 46.20 \text{ KN.m}$

b. Moment aux appuis :

Sens X-X : $M_{sax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 86.75 = 43.37 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y : $M_{say} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 61.60 = 30.80 \text{ KN.m}$

c. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_s [KN.m]	A_s [cm ²]	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	Obs
l_x	Appuis	65.06	10.77	0.132	0.984	58.33	34.87	0,94	15	CV
	Travée	43.37	7.92	0.088	0.990	85.00	34.82	1,95		CV
l_y	Appuis	46.20	7.92	0.092	0.989	83.00	34.83	0,8		CV
	Travée	30.80	7.92	0.061	0.992	85	34.77	1,16		CV

Tableau VII.4 : vérification des contraintes dans le béton

Ferrailage du débord :

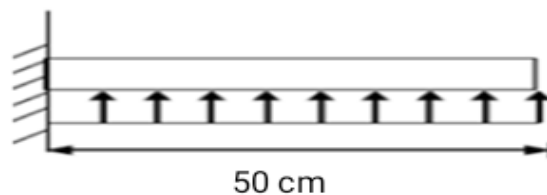


Figure VII.3 : Schéma statique du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une barre de 1 mètre de longueur.

a. Sollicitation du calcul :

- A L'ELU : $q_u = 150.466 \text{ KN/m}^2$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{150.466 \times 0.5^2}{2} = 18.80 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS : $q_s = 120.466 \text{ KN/m}^2$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{120.466 \times 0.5^2}{2} = 15.06 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; d = 38 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.80}{1 \times 0,38^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18.80 \times 10^2}{0,996 \times 38 \times 34,8} = 1.43 \text{ cm}^2]$$

On adopte : $\frac{5\text{HA}12}{\text{ml}} = 5,65 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$

c. Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 38 \times 2,1}{400} = 4,59 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 > A_{min} = 4,59 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \rightarrow 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d. Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 38} = 0,149 \rightarrow \beta_1 = 0,936 \rightarrow K_1 = 63,12$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15.06 \times 10^6}{0,936 \times 380 \times 565} = 74.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 1.19 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VII.2.3.8. Calcul des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires..

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

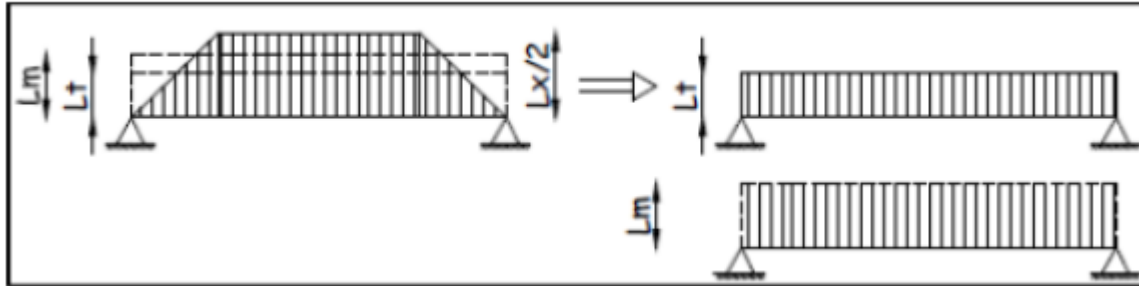


Figure VII.4 : Présentation des charges simplifiées

Deux types de chargement peuvent se présenter :

➤ **Chargement triangulaires :**

Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

➤ **Chargement trapézoïdale :**

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$

• **Pour les moments fléchissant :**

$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$

$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$

• **Pour les efforts tranchants :**

$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t$

$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t$

1. Détermination des charges :

• **A L'ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}} \right) = \left(126,60 - \frac{13795,71}{578,03} - \frac{2322,04}{161,53} \right) = 88,36 \text{ KN/m}^2$$

- **A L'ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nerovre}}}{S_{\text{nerovre}}} \right) = \left(92.60 - \frac{13795.71}{578.03} - \frac{2322.04}{161.53} \right) = 54.35 \text{KN/m}^2$$

Travée	Panneau	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{MU} (KN/m)	$\sum Q_{MU}$ (KN/m)	Q_{MS} (KN/m)	$\sum Q_{MS}$ (KN/m)	Q_{Tu} (KN/m)	$\sum Q_{Tu}$ (KN/m)	Q_{Ts} (KN/m)	$\sum Q_{Ts}$ (KN/m)
AB	1	3.4	4.3	0.79	Trapézoïdale	1.35	1.17	88.36	54.35	119.29	238.58	73.37	146.74	103.38	206.76	63.59	127.18
	2	3.4	4.3	0.79	Trapézoïdale	1.35	1.17	88.36	54.35	119.29		73.37		103.38		63.59	
BC	1	3.4	1.7	2	Trapézoïdale	-0.56	-1.70	88.36	54.35	-49.48	-98.96	-30.44	-60.88	-150.21	-184.80	-92.40	-184.80
	2	3.4	1.7	2	Trapézoïdale	-0.56	-1.70	88.36	54.35	-49.48		-30.44		-150.21		-92.40	
CD	1	3.3	3.66	0.90	Trapézoïdale	1.20	0.98	88.36	54.35	106.03	212.06	65.22	130.44	86.59	173.18	53.26	106.52
	2	3.3	3.66	0.90	Trapézoïdale	1.20	0.98	88.36	54.35	106.03		65.22		86.59		53.26	
DE	1	3.4	3.46	0.98	Trapézoïdale	1.16	0.88	88.36	54.35	102.49	24098	63.05	126.1	77.46	154.92	47.83	95.66
	2	3.4	3.46	0.98	Trapézoïdale	1.16	0.88	88.36	54.35	102.49		63.05		77.46		47.83	
EF	1	3.4	4.8	0.71	Trapézoïdale	1.41	1.27	88.36	54.35	124.59	249.18	76.63	153.27	112.22	224.43	69.02	138.04
	2	3.4	4.8	0.71	Trapézoïdale	1.41	1.27	88.36	54.35	124.59		76.63		112.22		69.02	

Tableau VII.5: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens Y-Y

Travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ _x	Chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										P _{mu} (KN/m)	∑ P _m (KN/m)	P _{ms} (KN/m)	∑ P _{ms} (KN/m)	P _t (KN/m)	∑ P _t (KN/m)	P _{ts} (KN/m)	∑ P _{ts} (KN/m)
AB	1	3	3.66	0.82	Trapézoïdale	1.17	0.99	88.36	54.35	103.38	202.01	63.60	124.47	87.48	169.65	53.81	104.35
	2	3	3.46	0.87	Trapézoïdale	1.12	0.93	88.36	54.35	98.63		60.87		82.17		50.54	
BC	1	3.4	3.66	0.93	Trapézoïdale	1.21	0.96	88.36	54.35	106.92	209.42	52.18	115.23	84.82	163.46	52.18	100.55
	2	3.4	3.46	0.98	Trapézoïdale	1.16	0.89	88.36	54.35	102.50		63.05		78.64		48.37	
CD	1	3.4	3.66	0.93	Trapézoïdale	1.21	0.96	88.36	54.35	106.92	209.42	65.76	128.81	84.83	162.59	52.18	100.01
	2	3.4	3.46	0.98	Trapézoïdale	1.16	0.88	88.36	54.35	102.50		63.05		77.76		47.83	
DE	1	3.1	3.66	0.85	Trapézoïdale	1.18	0.98	88.36	54.35	104.26	204.99	64.13	126.09	86.59	169.65	53.26	104.35
	2	3.1	3.46	0.89	Trapézoïdale	1.14	0.94	88.36	54.35	100.73		61.96		83.06		51.09	
EF	1	3.3	3.66	0.90	Trapézoïdale	1.20	0.97	88.36	54.35	106.03	207.64	65.22	127.72	85.71	165.23	52.72	101.64
	2	3.3	3.46	0.95	Trapézoïdale	1.15	0.90	88.36	54.35	101.61		62.50		79.52		48.92	
FG	1	3.1	3.66	0.85	Trapézoïdale	1.18	0.98	88.36	54.35	104.26	204.99	64.13	126.09	86.59	169.65	53.26	104.35
	2	3.1	3.46	0.89	Trapézoïdale	1.14	0.94	88.36	54.35	100.73		61.96		83.06		51.09	

GH	1	3.4	3.66	0.85	Trapézoïdale	1.18	0.96	88.36	54.35	104.26	205.87	64.13	127.18	86.59	166.11	52.18	100.09
	2	3.4	3.46	0.98	Trapézoïdale	1.16	0.88	88.36	54.35	101.61		63.05		79.52		47.83	
HI	1	3.4	3.66	0.85	Trapézoïdale	1.18	0.96	88.36	54.35	104.26	205.87	64.13	127.18	86.59	166.111	53.26	101.09
	2	3.4	3.46	0.98	Trapézoïdale	1.16	0.88	88.36	54.35	101.61		63.05		79.52		47.83	
IJ	1	3	3.66	0.82	Trapézoïdale	1.17	0.99	88.36	54.35	103.38	193.01	63.60	124.47	77.76	159.93	53.26	103.80
	2	3	3.46	0.87	Trapézoïdale	1.12	0.93	88.36	54.35	89.63		60.87		82.17		50.54	

Tableau VII.6: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens X-X

2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

- Sens transversale :
- ✓ ELU
- Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

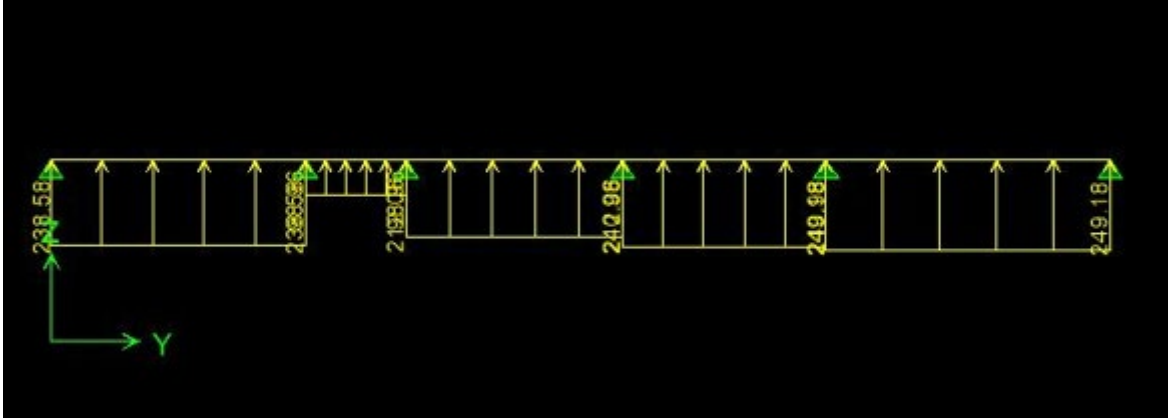


Figure.VII.5 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

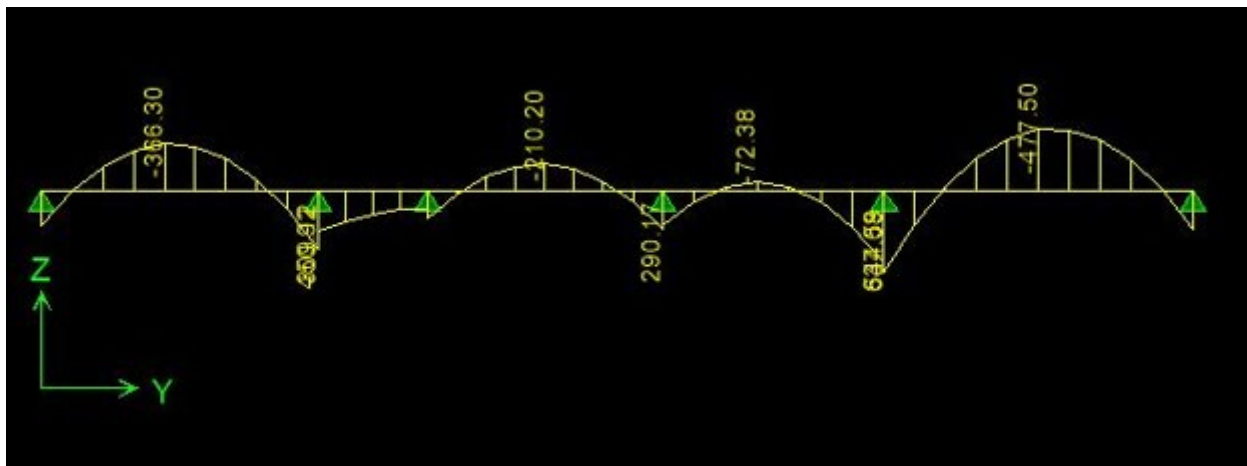


Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

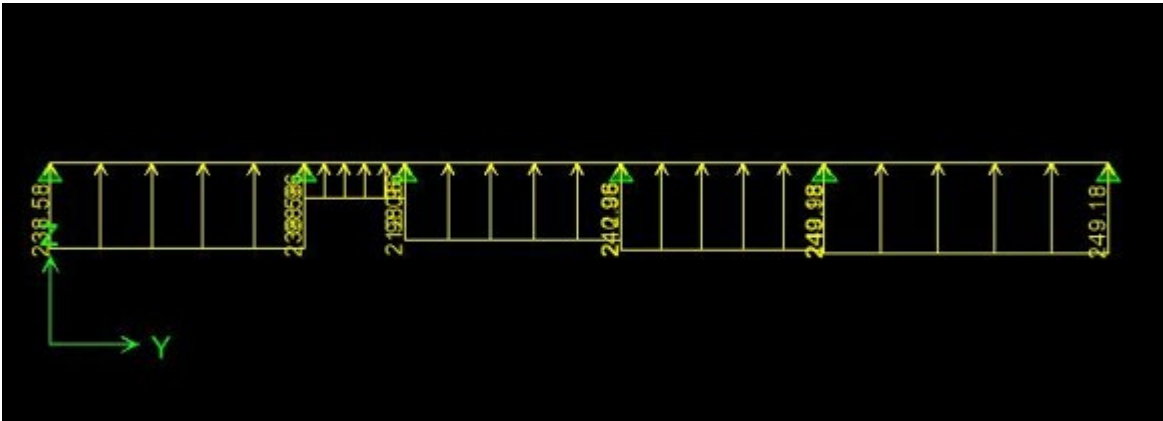


Figure VII.7 :Schéma statique des efforts tranchants (sens transversal)

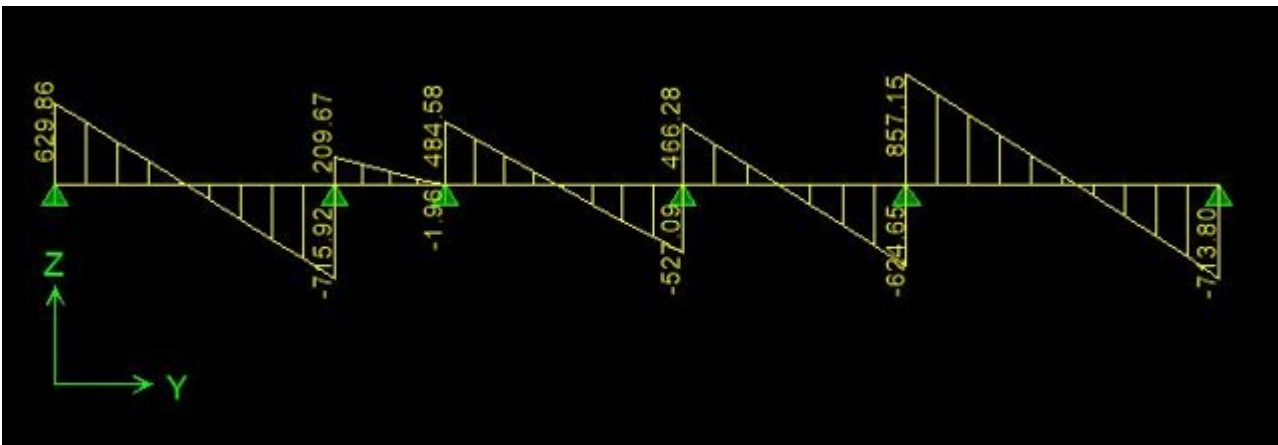


Figure VII.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

✓ ELS

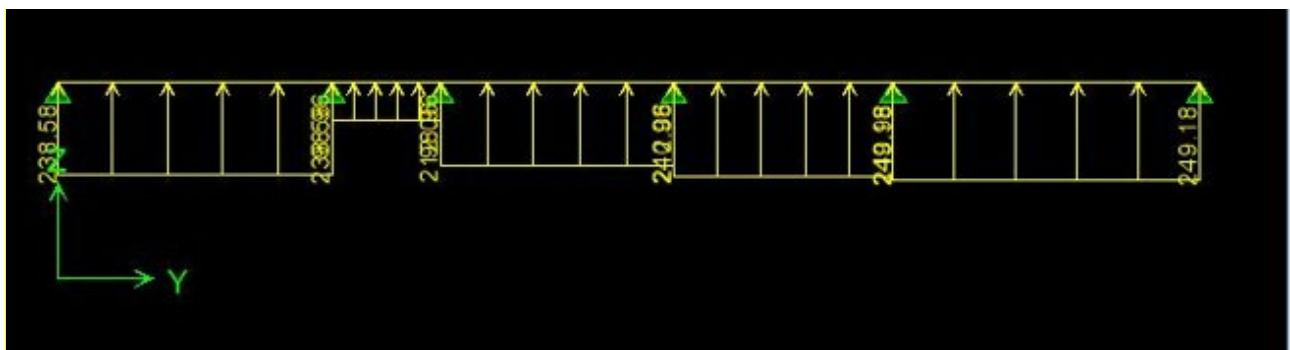


Figure.VII.9 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).



Figure VII.10: Diagramme moments fléchissant à l'ELS.

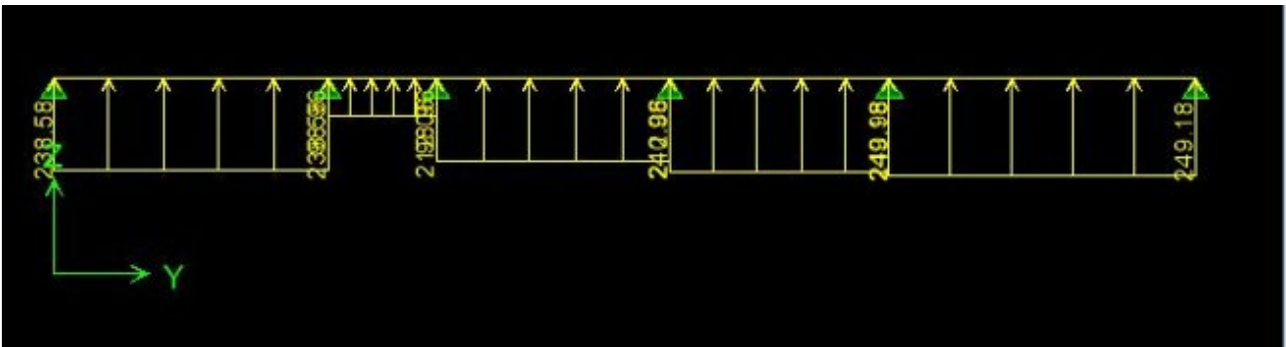


Figure VII.11: Schéma statique des efforts tranchants (sens transversal).

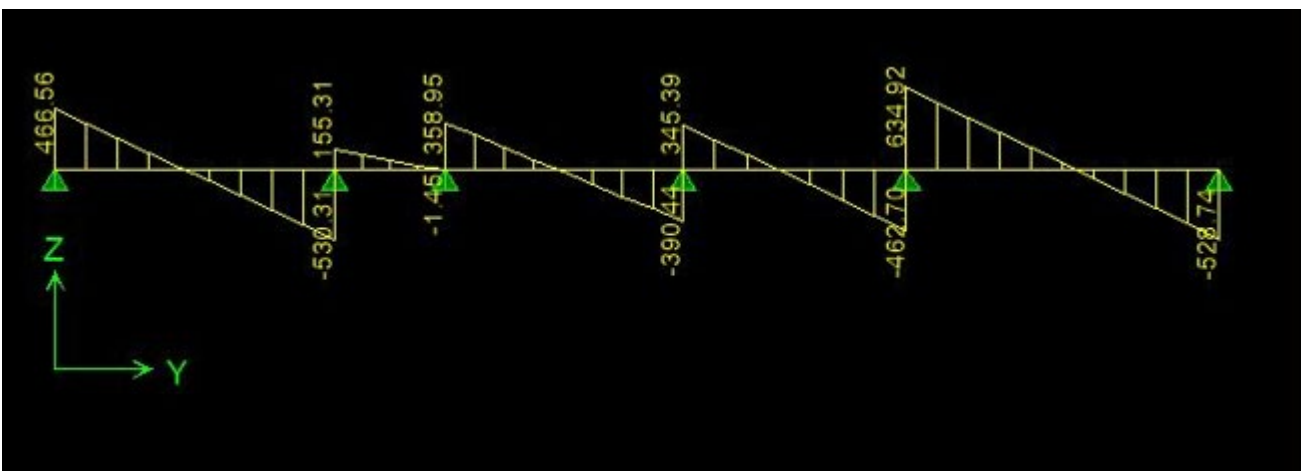


Figure VII.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

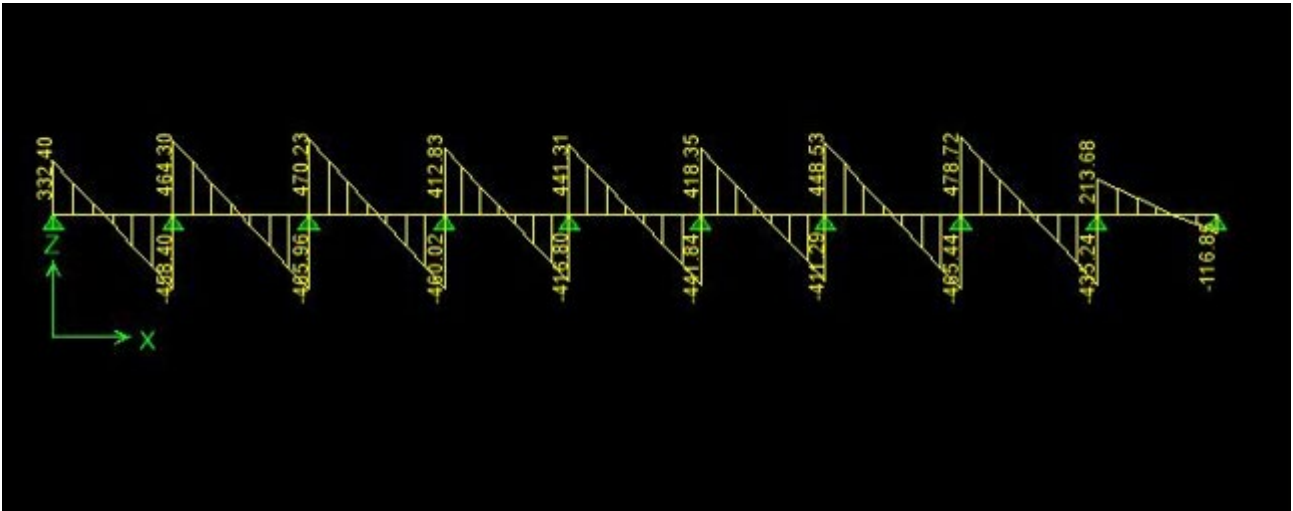


Figure VII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

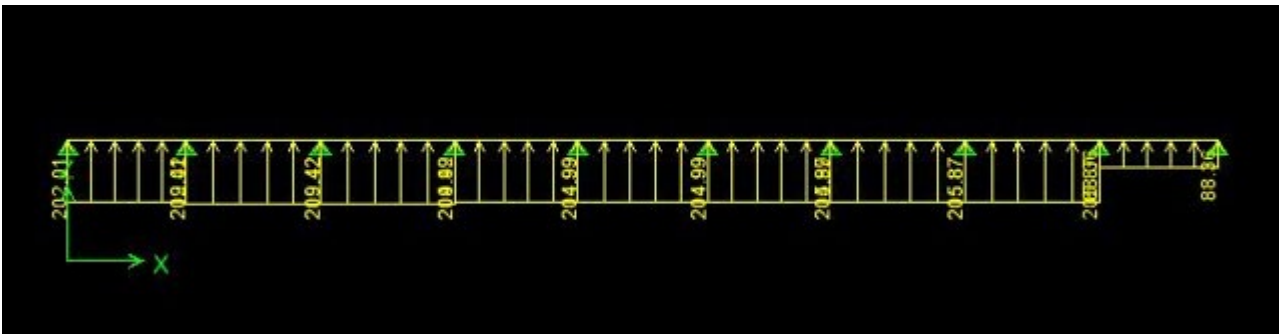


Figure VII.17 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinale).

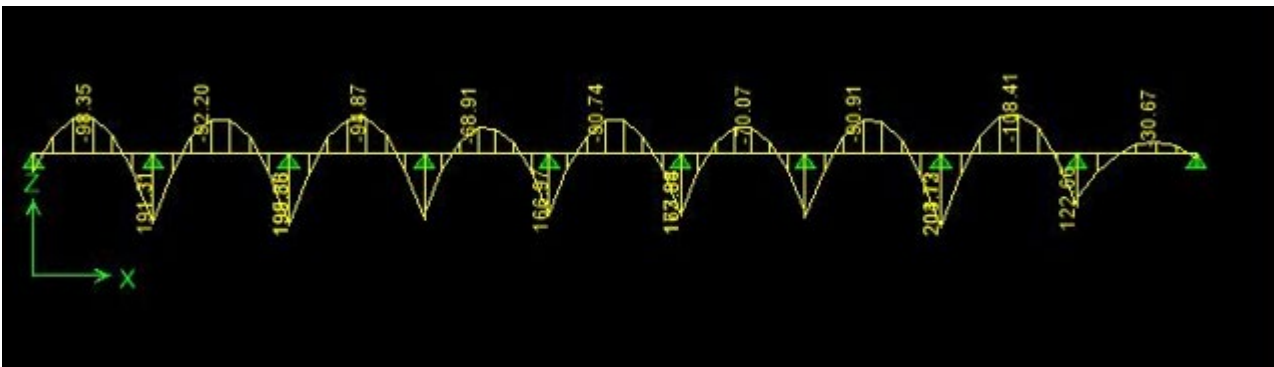
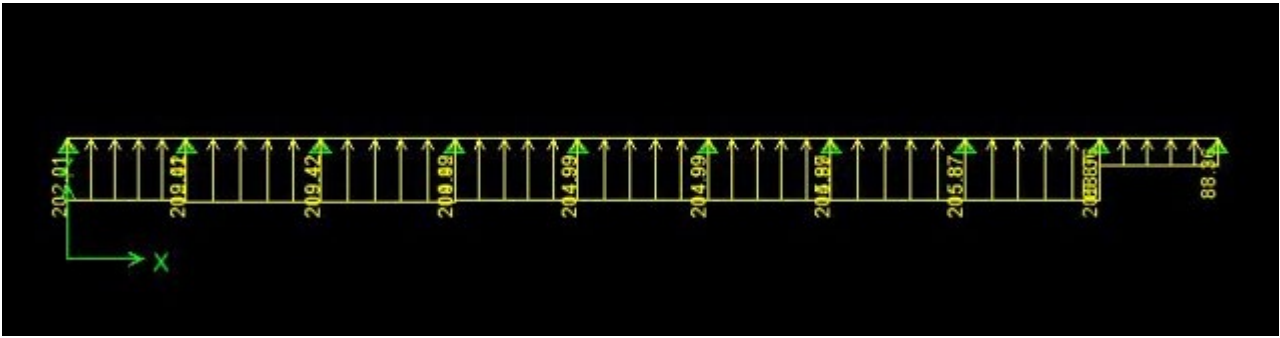


Figure VII.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.



FigureVII.19 : Schéma statique des efforts tranchants (sens longitudinale).

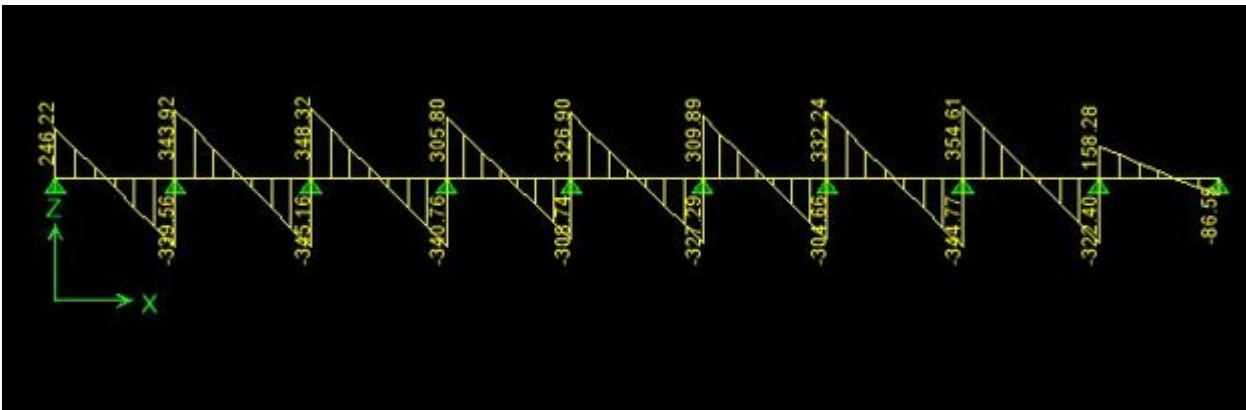


Figure VII.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

e) Ferrailage :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{max} (KN.m)	269.48	-208.73	-638.59	-408.80
M_t^{max} (KN.m)	-146.35	108.41	-477.50	353.71
T_{max} (KN)	478.72	-345.16	857.15	634.92

Tableau VII-8 : Les efforts internes dans les nervures

3. Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 55 \text{ cm}, h = 100\text{cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Exemple de calcul :

$M_{t_{umax}} = -146.35[\text{KN.m}] ; M_{a_{umax}} = 269.48[\text{KN.m}]$

➤ Aux appuis :

$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{269.48 \times 10^6}{450 \times 950^2 \times 14,2} = 0.046 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$

$$\mu_u = 0,052 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{269.48 \times 10^6}{0,976 \times 950 \times 348 \times 100} = 8.39 \text{ cm}^2$$

		M [KN.m]	μ	β	A_{cal} [cm ²]	Choix	Espacement [cm]	A_{adop} [cm ²]
Sens longitudinal	Appuis	301.93	0.052	0.973	8.39	4HA14 (filantes) + 4HA12 (chapeaux)	St=15cm	10.68
	Travée	182.85	0.030	0.985	5.62	4HA16 (filantes) + 4HA12 (chapeaux)	St=15cm	10.68
Sens transversal	Appuis	638.56	0.110	0.942	20.50	5HA20 (filantes) + 5HA14 (chapeaux)	St=15cm	23.39
	Travée	620.54	0.108	0.943	19.90	5HA20 (filantes) + 5HA14 (chapeaux)	St=15cm	23.39

Tableau VII-9 : Ferrailage des nervures à L'ELU

4. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 450 \times 950 \times 2,1}{400 \times 100} = 5.16 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adopté} = 10.68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{adopté} = 10.68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{adopté} = 23.18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{adopté} = 23.18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Contrainte de cisaillement :

$$T_{u\max} = 520.20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{857.15 \times 10^3}{550 \times 950} = 1.64 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$

On prend un 2cadre de $\phi = 8 \text{ mm} = 4\text{HA}8$

- **En zone nodale:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

d. Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 2,025 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

5. Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs sections est au moins égale à $3[\text{cm}^2]$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de $100[\text{cm}]$, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 3 \text{ cm}^2 \text{ Par paroi}$$

Soit : **2HA14 = 3,08 cm²**

6. Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

		M_s^{\max}	h	A_s	ρ_l	β_l	k_l	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	OBS
Sens X-X	Appui	408.80	1	6.78	0.014	0.988	233.0 1	21.28	2,25	15	Vérifiée
	Travée	-353.71	1	9.23	0.225	0.974	50.79	33.81	1,31	15	Vérifiée
Sens Y-Y	Appui	203.73	1	18.85	0.440	0.959	123.9	26.76	3,54	15	Vérifiée
	Travée	108.41	1	18.85	0.104	0.945	34.50	34.86	2,66	15	Vérifiée

Tableau VII-10 : Vérification à l'ELS

Finalement :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

CONCLUSION

GENERALE

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Liste des figures

1) Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure 1: plancher en corps creux

Figure 2 : plancher en dalle pleine

Figure 3 : schéma descriptif d'un escalier

Figure 4 : schéma descriptif du mur extérieur

Figure 5 : mur en maçonnerie

Figure 6 : l'acrotère

Figure 7 : coffrage métallique et en bois

Figure 8 : Diagramme contrainte- déformation du béton a l'ELU

Figure 9 : diagramme contrainte déformation du béton a l'ELS

Figure 10 : Diagramme contrainte déformation de l'acier a l'ELU

2) Chapitre II : pré- dimensionnement des éléments

Figure II-1 : Coupe verticale du plancher

Figure II-2 : Coupe d'un plancher en dalle pleine

Figure II-3 : Coupe de voile en élévation

Figure II-4: Coupe de voile en plan

Figure II-5 : plancher terrasse inaccessible

Figure II-6 : plancher terrasse accessible.

Figure II-7 : Coupe du plancher courant en corps creux

Figure II-8 : Coupe transversale du plancher courant dalle pleine.

Figure II-9 : Coupe transversale du mur double cloison.

Figure II-10 : Coupe transversale du mur d'une seule cloison

Figure II-11 : Surface d'influence sur le poteau.

3) Chapitre III : calculs des éléments

Liste des figures

1) L'acrotère :

Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

Figure III.1.2 : schéma statique efforts de l'acrotère

Figure III.1.3: Schéma statique de la section de l'acrotère.

Figure III.1.4 : Ferrailage de l'acrotère

2) Plancher :

Figure III.2.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

Figure III.2.2 : coupe verticale d'un plancher en corps creux

Figure III.2.3 : schéma statique du treillis soudé

Figure : III.2.4: construction de la section en T.(cm)

Figure III.2.5 : schéma descriptif de la poutrelle

Figure III.2.6: dimensionnement de la section rectangulaire

Figure III.2.7 : Schéma statique de la poutre

Figure III.2.8 : Diagramme des moments.

Figure III .2.9 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Figure III. 2.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Figure III .2.11 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Figure III. 2.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Figure III.2.13 : coupe schématique de la poutrelle

Figure III.2.14 : Schéma de ferrailage de la poutrelle

3) Escalier :

Figure III.3.1 : Schéma général d'un escalier droit

Figure III.3.2 : Vue en plan d'escalier.

Figure III.3.3 : Schéma statique d'escalier

Figure III.3.4 : schéma statique d'escalier à l'ELU

Figure III.3.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments ELU.

Figure III.3.6 : Diagramme des moments fléchissant réduits ELU

Figure III.3.7 : Schéma statique de ferrailage d'escalier à l'ELU (cm)

Figure III.3.8 : schéma statique d'escalier à l'ELS

Figure III .3.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments ELS.

Liste des figures

Figure III.3.10 : Diagramme des moments fléchissant réduits ELS

4) Poutre palière :

Figure III.4 .1 : schéma statique de calcul.

Figure III.4.2: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

FigureIII.4.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

FigureIII.4.4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

5) Balcon :

Figure III.5.1: Schéma statique du balcon

Figure III.5.2 : Ferrailage du balcon

4) Chapitre IV :Modélisation

Figure IV.1 : disposition des poteaux

Figure IV.2 : disposition des poutres

Figure IV.3 : disposition des voiles

Figure IV.4 : Plancher à corps creux, dalles pleines

Figure IV.5: Diaphragme pour la structure

Figure IV.6 : modèle finale de notre structure

5) Chapitre V : vérification du RPA

Figure V.1 : Déplacement maximale dans le sens « xx »

Figure V.2 : Déplacement maximale dans le sens « yy »

6) Chapitre VI : ferrailage des éléments

a) Poteaux

Figure VI.1.1 : Section d'un poteau SPC.

Figure VI.1.2 : Délimitation de la zone nodale

b) Poutres

Figure VI.2.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

Figure VI.2.2. : Disposition des armatures S.D.A.

c) Voiles

FigureVI.3.1: La numérotation des voiles dans l'ETABS

Figure VI.3.2: Section entièrement comprimée.

Figure VI.3.3 : Section entièrement tendue.

Figure VI.3.4: Section partiellement comprimée.

Figure VI.3.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Liste des figures

7) Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Schéma de la semelle isolée

Figure VII.2 : Diagramme des contraintes du sol

Figure VII.3 : Schéma statique du débord

Figure VII.4 : Présentation des charges simplifiées

Figure.VII.5 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

Figure VII.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

FigureVII.7: Schéma statique des efforts tranchants (sens transversal).

Figure VII.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Figure.VII.9 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

FigureVII.10: Diagramme moments fléchissant à l'ELS.

Figure VII.11: Schéma statique des efforts tranchants (sens transversal)..

Figure VII.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Figure VII. 13: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinale).

Figure VII.14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

FigureVII.15: Schéma statique des efforts tranchants (sens longitudinale).

Figure VII.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Figure VII.17 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinale).

Figure VII.18: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

FigureVII.19: Schéma statique des efforts tranchants (sens longitudinale).

Figure VII.20: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Liste des tableaux

1) Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : les vérifications exigées par le RPA

Tableau II.2 : charge permanent du plancher terrasse en corps creux

Tableau II.3 : charge permanent des balcons de la terrasse en dalle pleine

Tableau II.4 : charges permanentes en plancher courant en corps creux

Tableau II.5 : charge permanent des balcons des étages courant en dalle plein

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur extérieur double paroi

Tableau II.7 : Charges permanentes du mur intérieur d'une seule paroi

Tableau II-8: les charges d'exploitations

Tableau II-9 : Charges permanentes des planchers

Tableau II-10 : coefficient de dégression des surcharges en fonction des niveaux

Tableau II-11 : Descentes des charges pour les poteaux

Tableau II.12 : les vérifications au flambement

2) Chapitre III : calcul des éléments

Tableau III.2.1 : résultats à l'ELU

Tableau III.3.1 : charge permanent de palier

Tableau III.3.2 : charge permanent de volée

3) Chapitre IV : modélisation

Tableau IV.1 : le facteur de qualité

4) Chapitre V : vérification du RPA

Tableau V.1 : Résultats d'analyse dynamique.

Tableau V.2 : coefficient d'amortissement

Tableau V.3 : Facteur de qualité

Tableau V.4 : Récapitulatif des résultats

Tableau V.5 : Déplacements relatifs sous l'action Ex

Tableau V.6 : Déplacements relatifs sous l'action Ey

Liste des tableaux

Tableau V.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

5) Chapitre VI : ferrailage des éléments

a) Poteau

Tableau VI.1.1 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux.

Tableau VI.1.2 : les sections des armatures longitudinales.

Tableau VI.1.3 : Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.

Tableau VI.1.4: Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Tableau VI.1.5 : Détermination de la zone nodale.

Tableau VI.1.6: Vérification des contraintes tangentielles.

Tableau.VI.1.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

b) Poutres

Tableau VI.2.1 Sollicitations dans les poutres.

Tableau VI.2.2 : Récapitulatif ferrailage des poutres.

Tableau VI.2.3 : vérification aux cisaillements.

TableauVI.2.4 : vérification du ferrailage des poutres principales et secondaires l'ELS

c) Voiles

Tableau VI.3.1: Ferrailage adopté.

Tableau VI.3.2: Ferrailage du voile transversal (L=2,80 m)

Tableau VI.3.3: Ferrailage du voile longitudinale (L=3,30 m)

6) Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Tableau VII-1: résultats des surfaces revenant aux voiles

Tableau VII-2: résultats des efforts revenant aux poteaux

Tableau VII.3: Ferrailage du radier

Tableau VII.4 : vérification des contraintes dans le béton

Tableau VII.5: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens Y-Y

Tableau VII.6: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens X-X

Tableau VII-7 : Les efforts internes dans les nervures

Tableau VII-8 : Ferrailage des nervures à l'ELU

Tableau VII-9 : Vérification à l'ELS

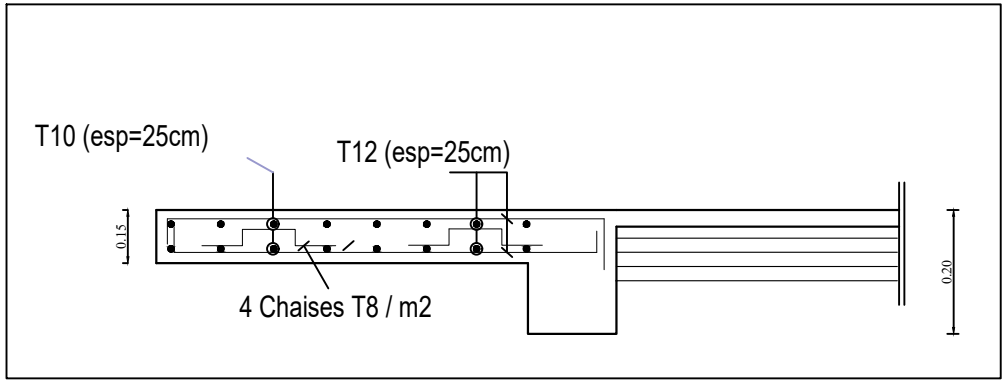
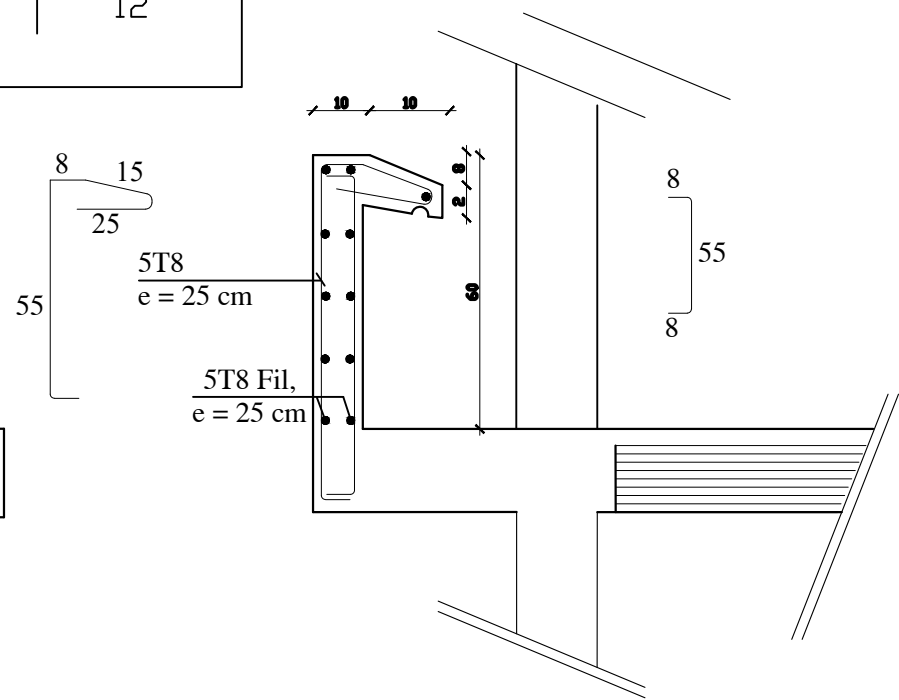
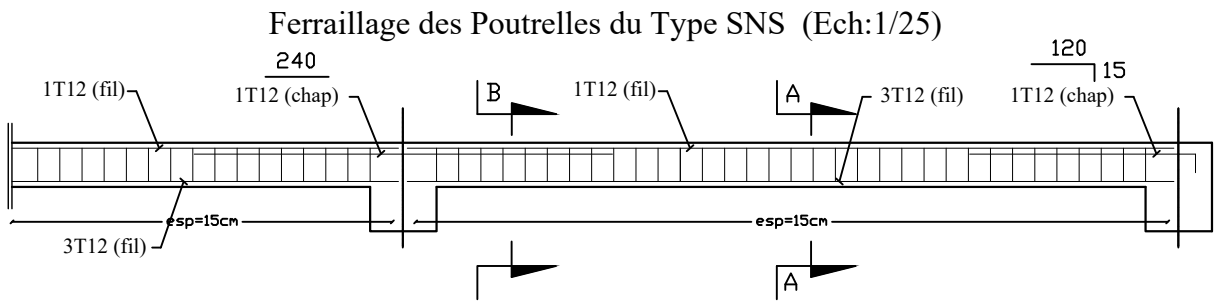
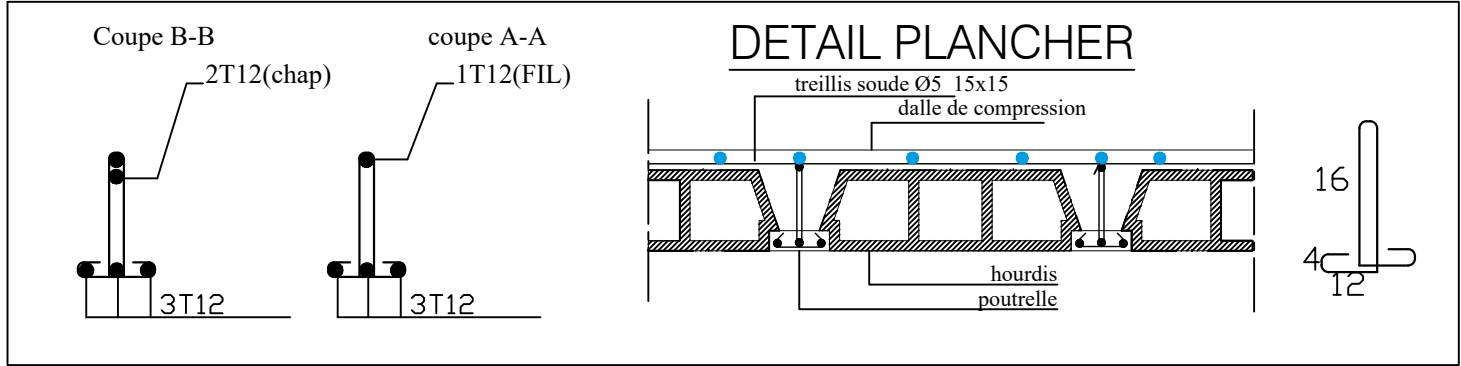
Bibliographie

REGLEMENT :

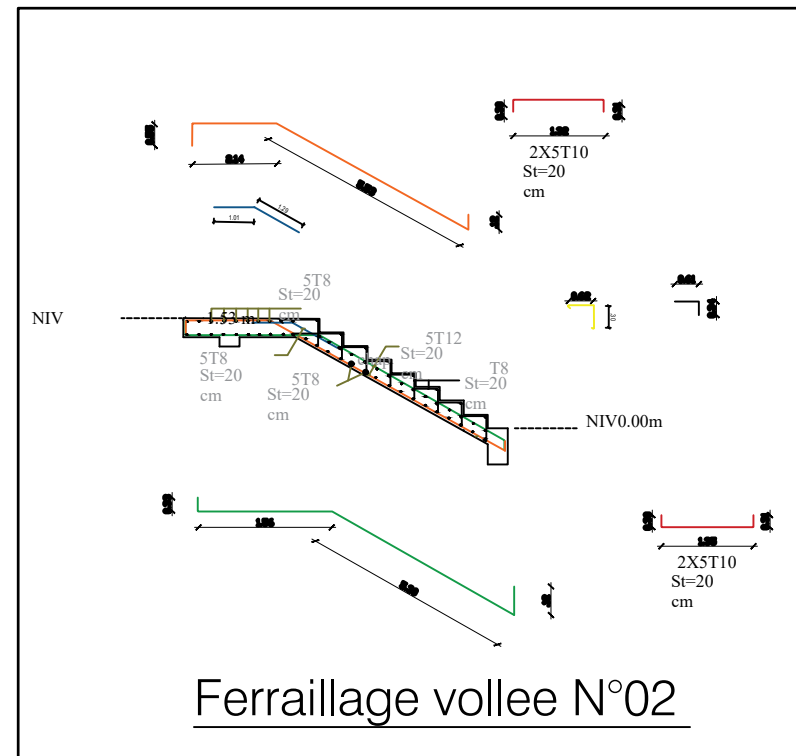
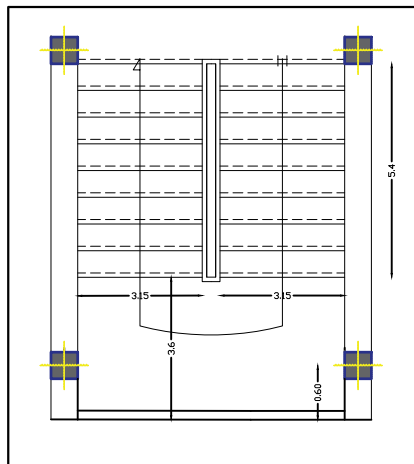
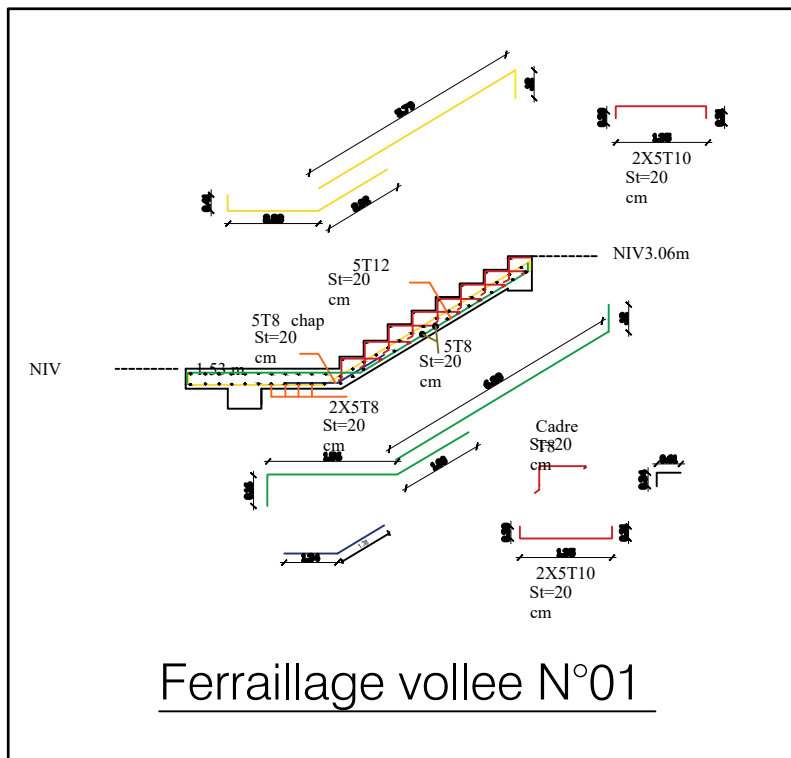
- 1/ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- 2/ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- 3/ Règles de Calcul de Béton Armé Aux États Limites BAEL91.

LOGICIELS :

- 1/ Logiciel ETABS.
- 2/ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- 3/ EXCEL 2010.
- 4/ WORD 2016.
- 5/ AUTO CAD 2017.



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Dirigé Par : - Mme KHELOUI F Etudié Par : - OUAKEF Fatiha - MENDJEL Amal	Titre : Plan ferrailage de l'acrotère et plancher corps creux et balcon et dalle plein	Plan N°: 01 Echelle : 1 / 20 Promotion : 2022 - 2023



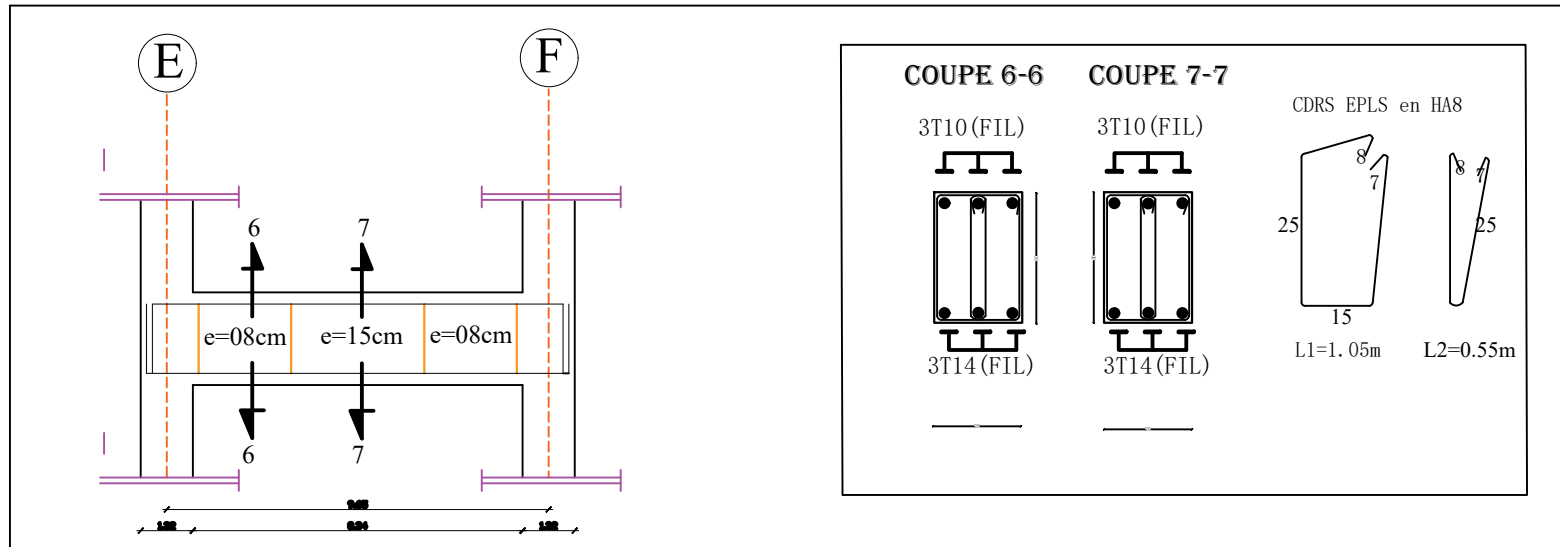
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

Dirigé Par :
 - Mme KHELOUI .F
Etudié Par :
 - OUAKED Fatiha
 - MENDJEL Amal

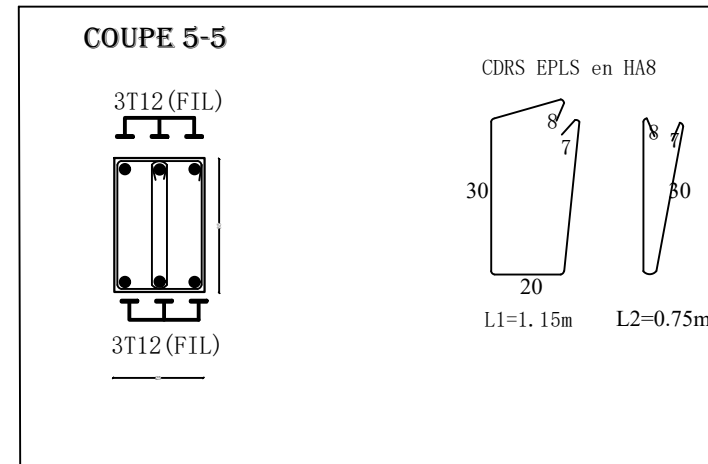
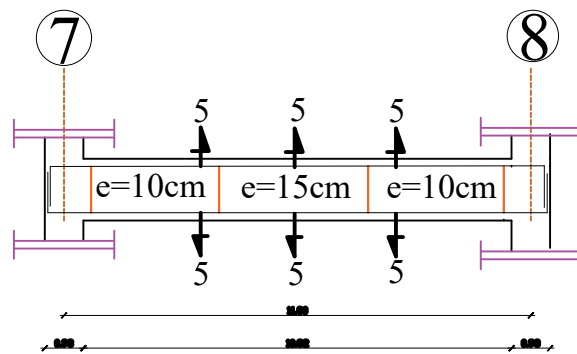
Titre :
Plan coufrage et Ferrailage des escalier et poutre palier et de chainage

Plan N°: 02 b
Echelle : 1 / 20
Promotion :
2022 - 2023

ferraillage de poutre palière (25X35) AXE 2



ferraillage de poutre de chaînage (25X30) AXE 2



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

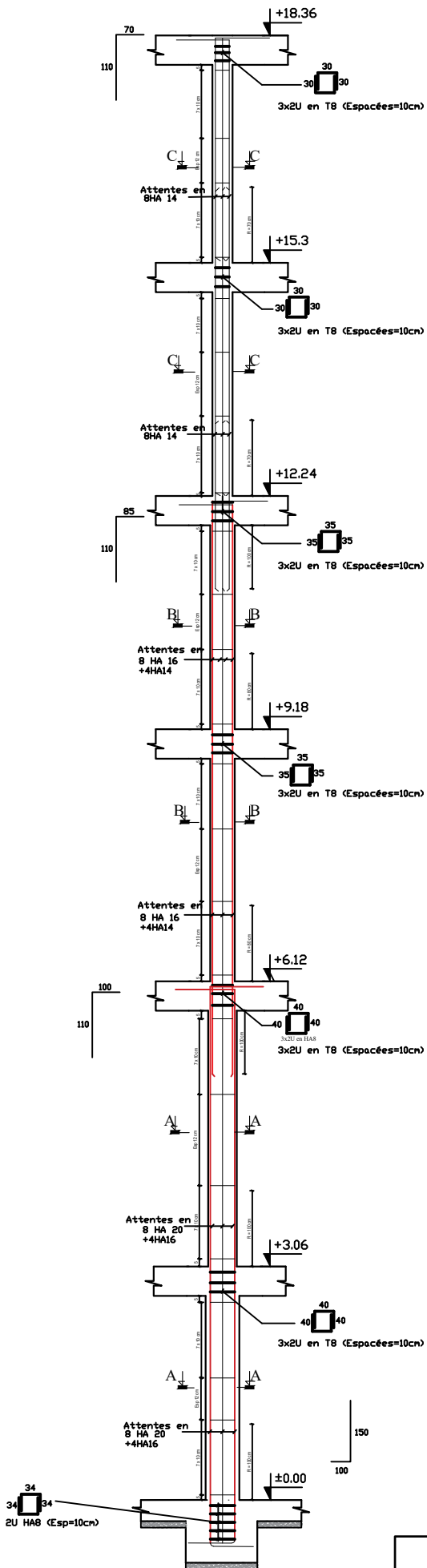
Dirigé Par :
 - Mme KHELOUI .F
Etudié Par :
 - OUAKED Fatiha
 - MENDJEL Amal

Titre :
Plan coufrage et Ferraillage des escalier et poutre palier et de chaînage

Plan N°: 02 a

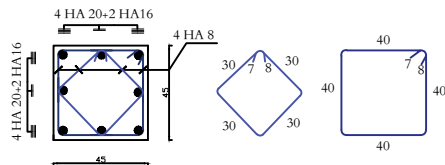
Echelle : 1 / 20

Promotion :
2022 - 2023



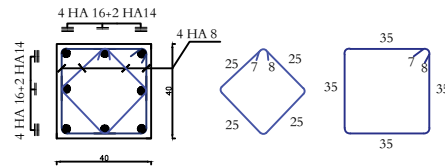
ZONE(I)

Coupe A-A



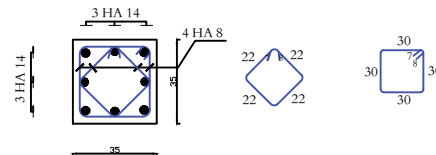
ZONE(II)

Coupe B-B



ZONE(III)

Coupe C-C



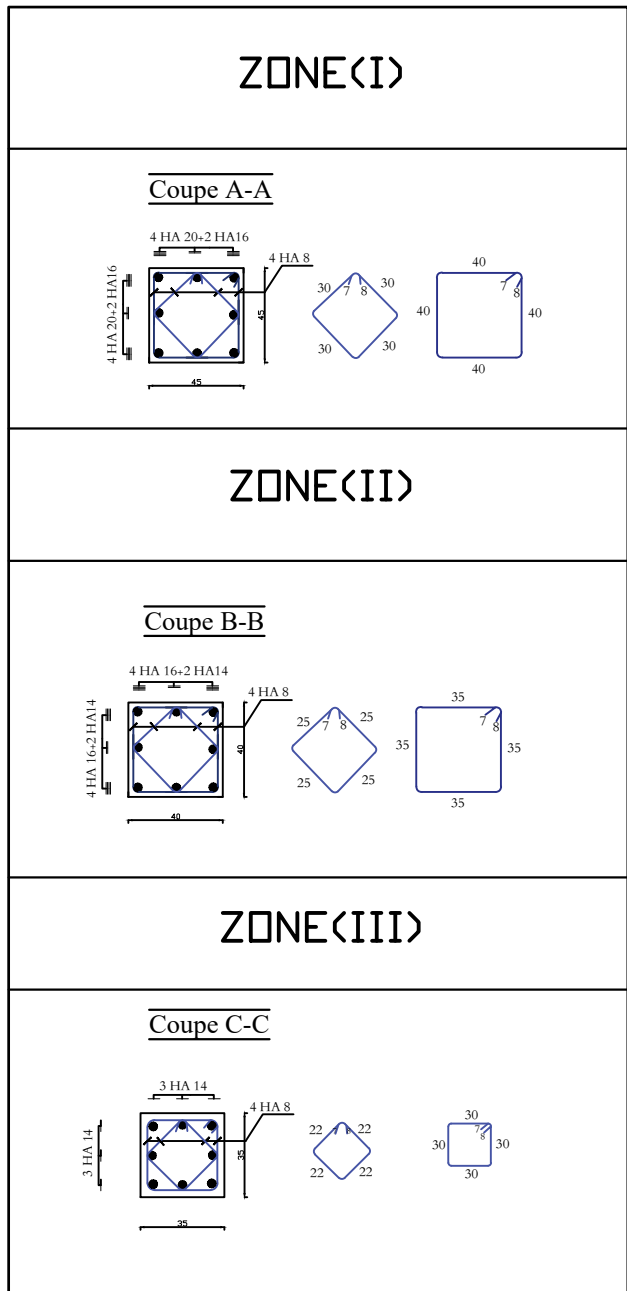
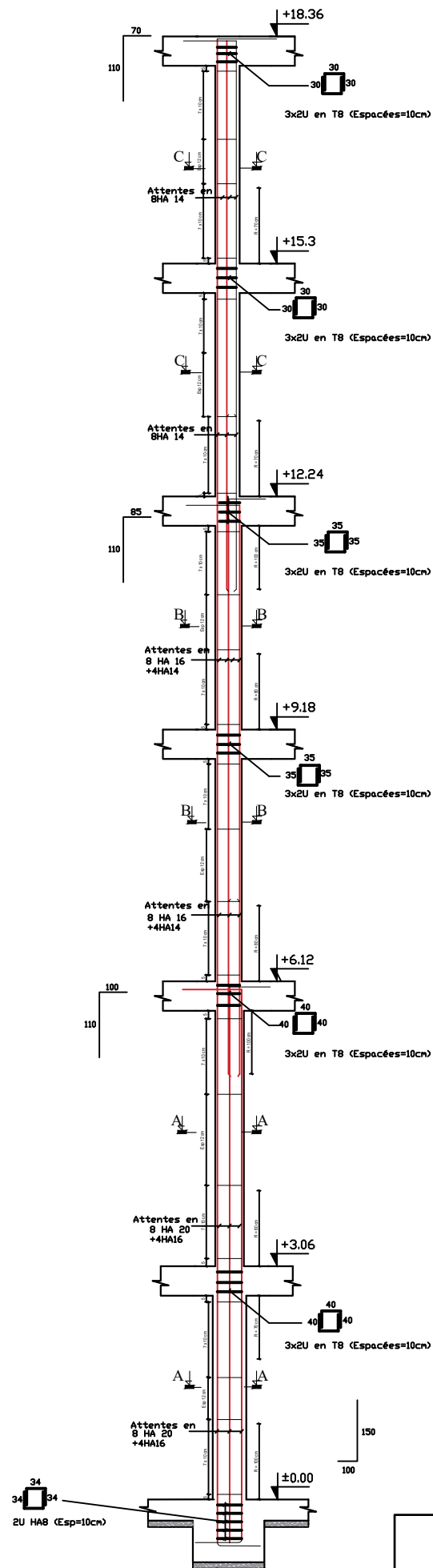
Ferrailage poteau D4 central

UNIVERSITE MOULOD MAMMERY DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

Dirigé Par :
 - Mme KHELOUI . F
 Etudié Par :
 - OUAKEF Fatiha
 - MENDJEL Amal

Titre :
Ferrailage des Poteaux centraux et de rive
 (longitudinales et transversales)
 en Zone I , Zone II , Zone III , Zone IV

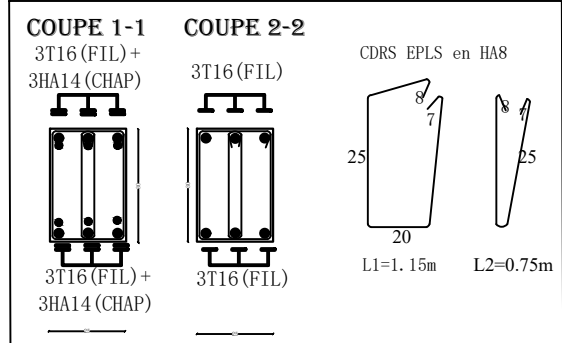
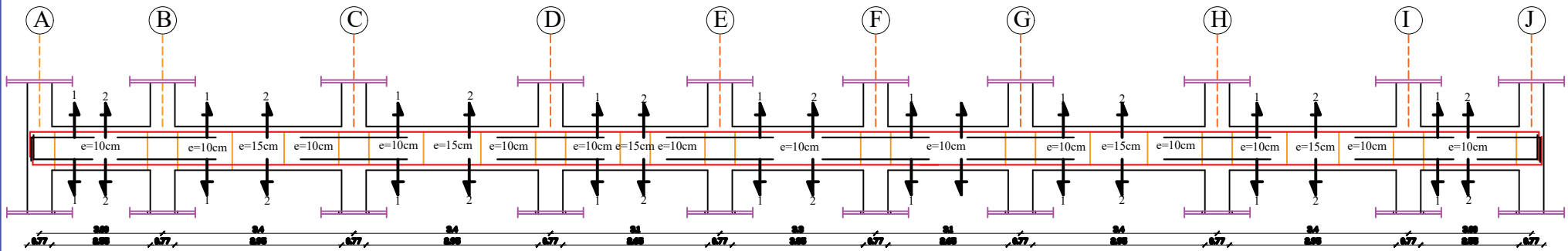
Plan N°: 03
 Echelle : 1 / 20
 Promotion :
 2022 - 2023



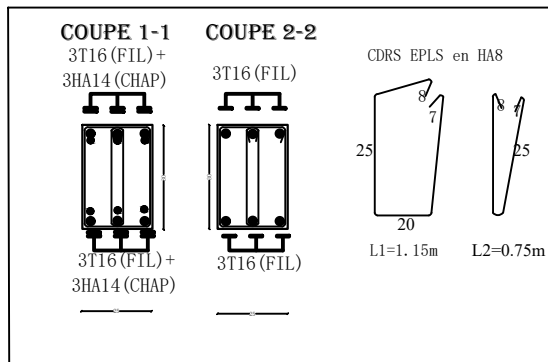
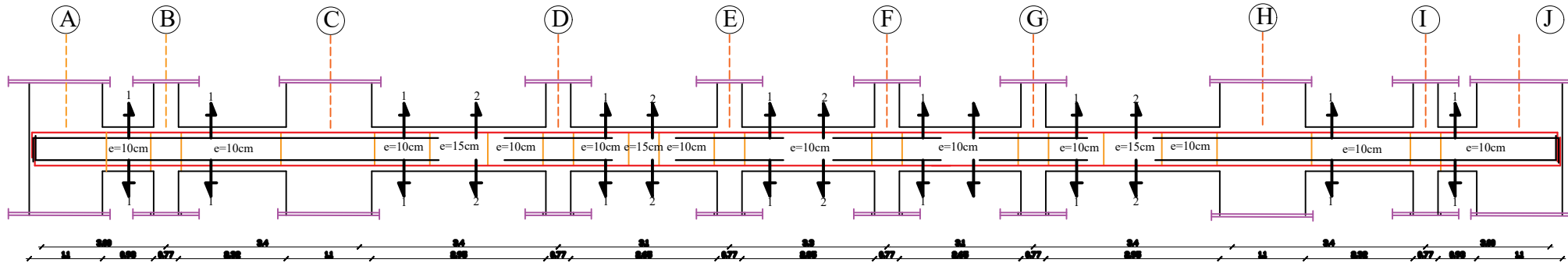
Ferrailage poteau D4 rive

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Dirigé Par : - Mme KHELOUI . F Etudié Par : - OUAKEF Fatiha - MENDJEL Amal	Titre : Ferrailage des Poteaux centraux et de rive (longitudinales et transversales) en Zone I , Zone II , Zone III , Zone IV	Plan N°: 04
		Echelle : 1 / 20
		Promotion : 2022 - 2023

ferrailage de poutre secondaire (25X30) AXE 6



ferrailage de poutre secondaire (25X30) AXE 5



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

Dirigé Par :
- Mme KHELOUI . F

Etudié Par :
- OUAKED Fatiha
- MENDJEL Amal

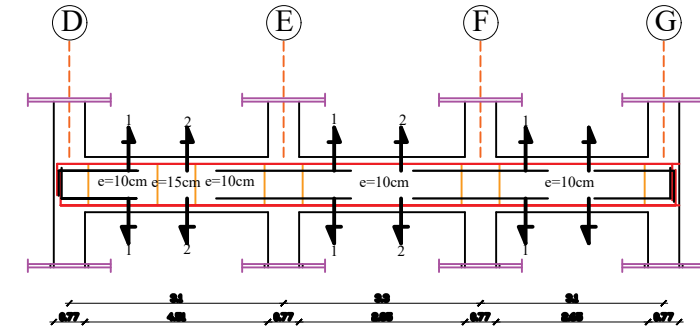
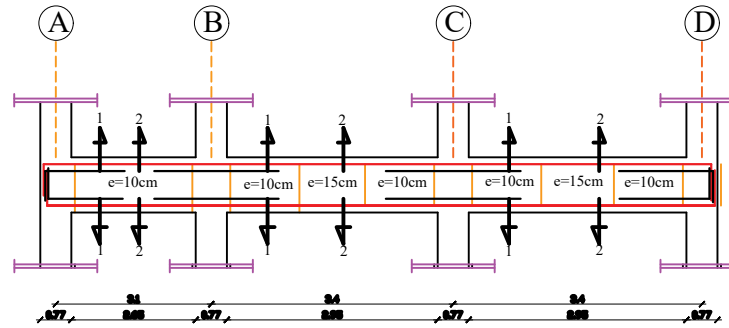
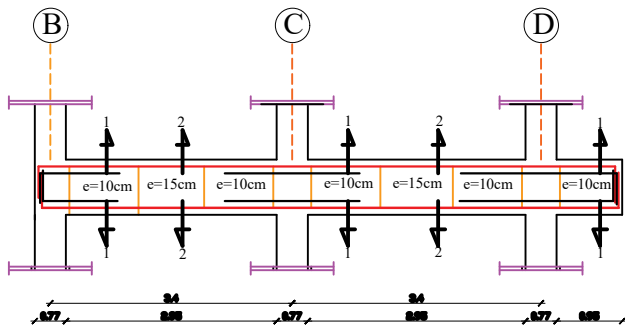
Titre :
Ferrailage des poutre secondaire 25X30

Plan N°: 05

Echelle : 1 / 20

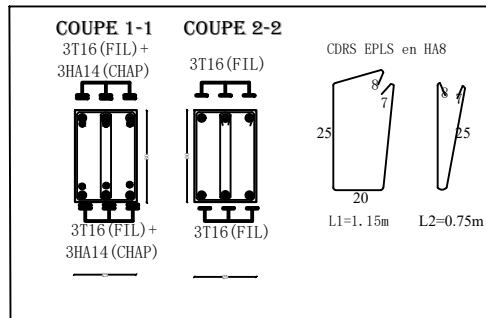
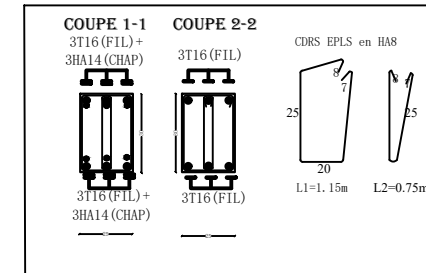
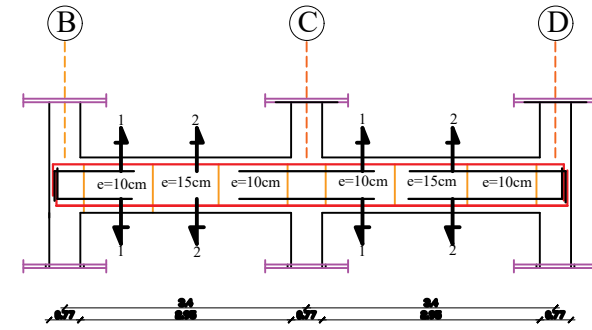
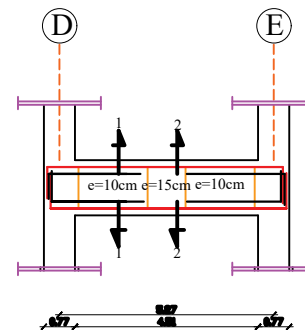
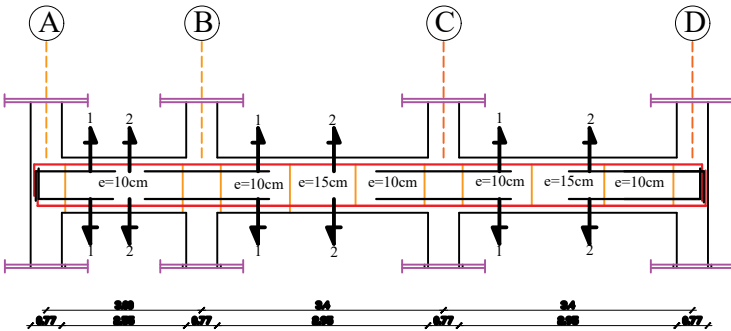
Promotion :
2022 - 2023

ferrailage de poutre secondaire (25X30) AXE 8 ET 2 ET 4



ferrailage de poutre secondaire (25X30) AXE 3

ferrailage de poutre secondaire (25X30) AXE 7 ET 1



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

Dirigé Par :
 - Mme KHELOUI . F
 Etudié Par :
 - OUAKEF Fatiha
 - MENDJEL Amal

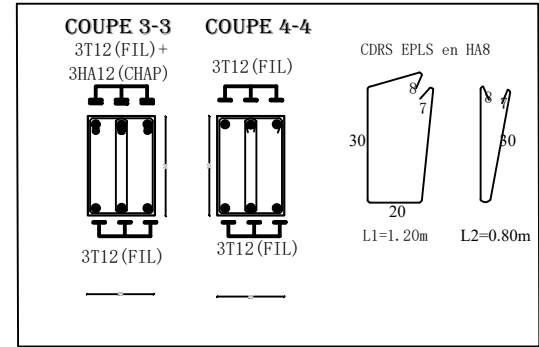
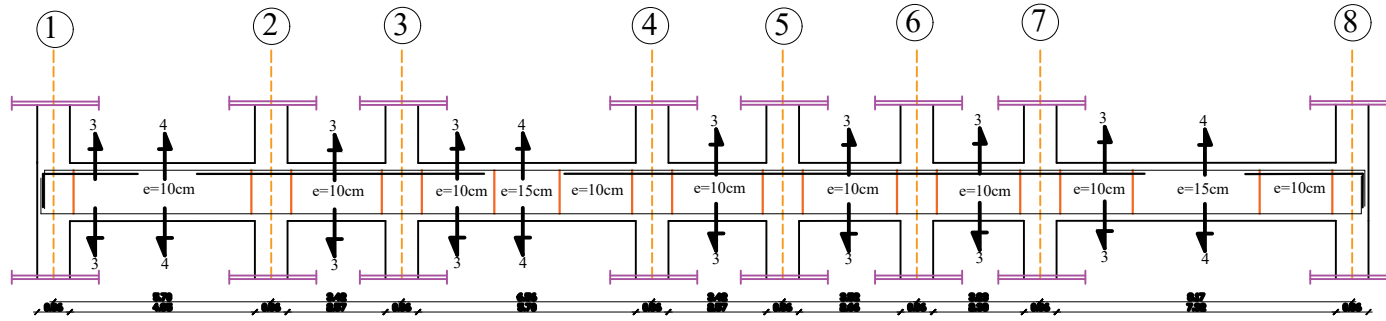
Titre :
 Ferrailage des poutre secondaire 25X30

Plan N°: 06

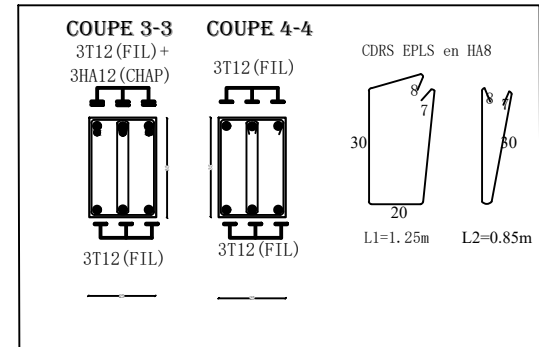
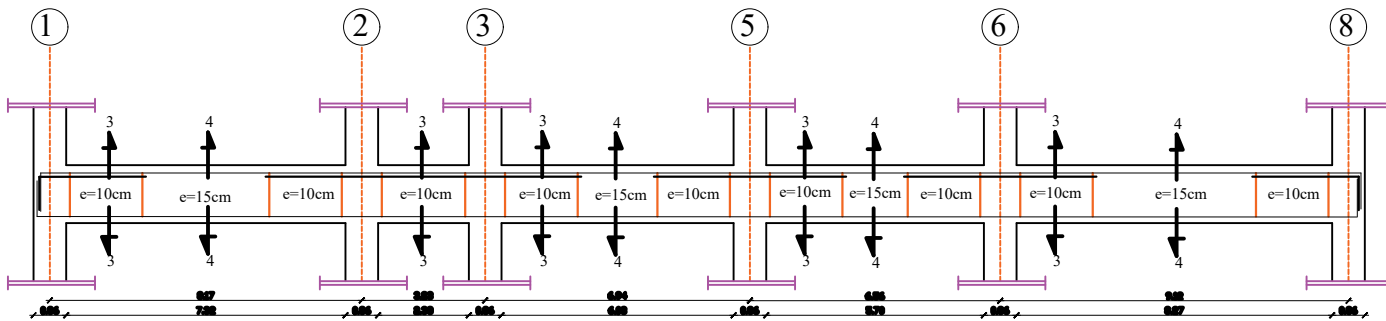
Echelle : 1 / 20

Promotion :
 2022 - 2023

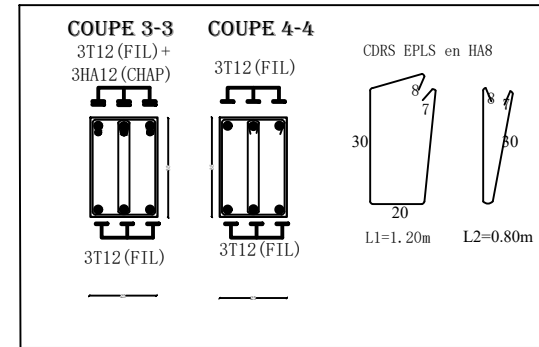
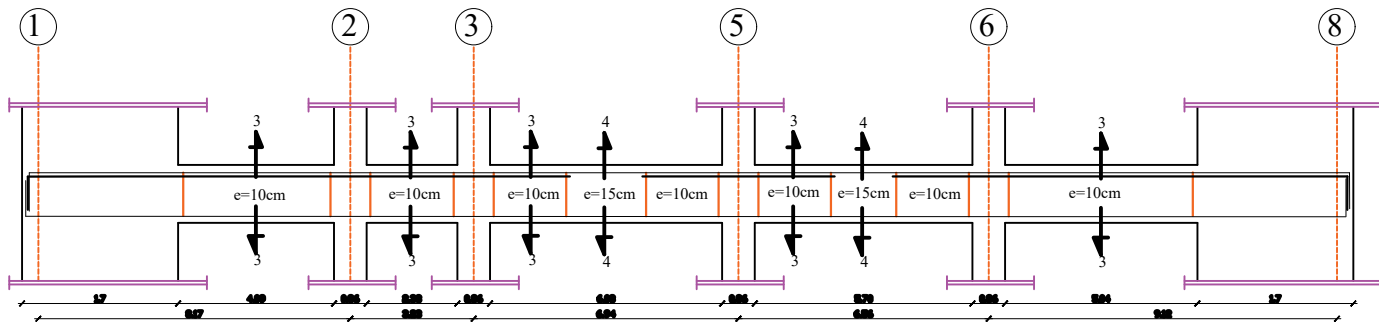
ferraillage de poutre principale (25X35) AXE G



ferraillage de poutre principale (25X35) AXE H



ferraillage de poutre principale (25X35) AXE I



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU



Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil



Dirigé Par :
- Mme KHELOUI . F

Etudié Par :
- OUAKED Fatiha
- MENDJEL Amal

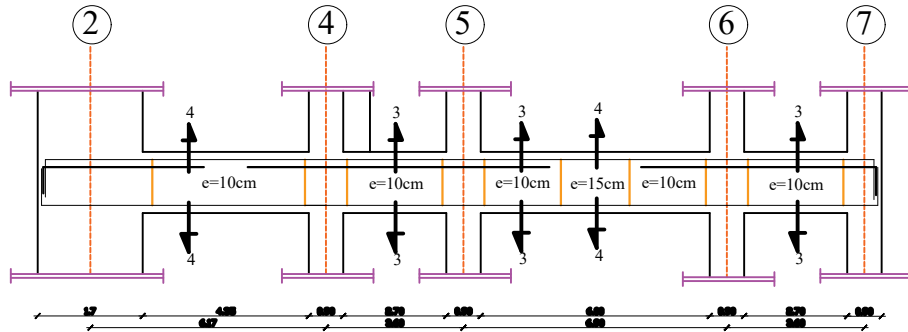
Titre :
Ferraillage des poutre principale 25X40

Plan N°: 07

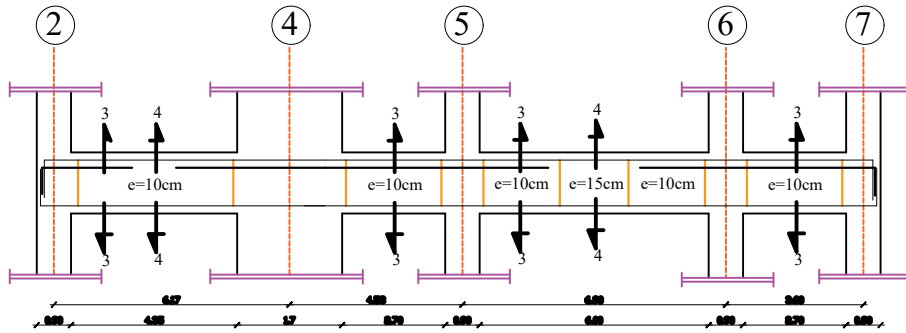
Echelle : 1 / 20

Promotion :
2022 - 2023

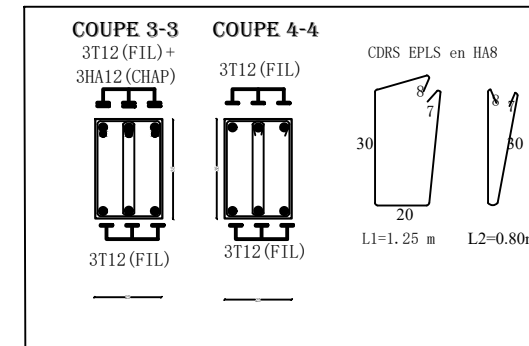
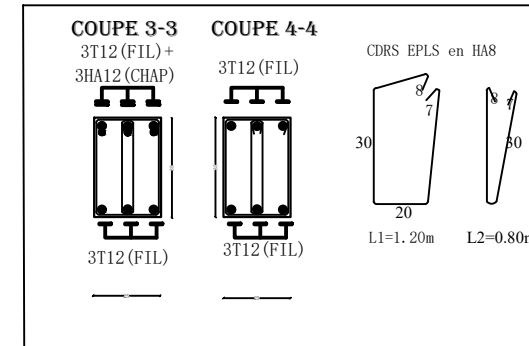
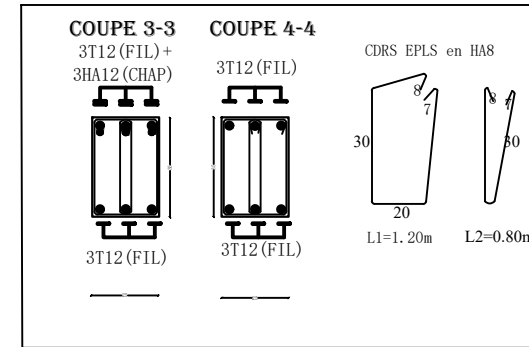
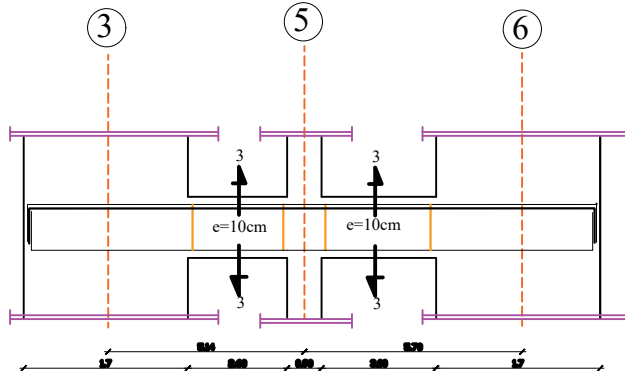
ferrailage de poutre principale (25X35) AXE F



ferrailage de poutre principale (25X35) AXE E



ferrailage de poutre principale (25X35) AXE J



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU



Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil



Dirigé Par :

- Mme KHELOUI . F

Étudié Par :

- OUAKEF Fatiha
- MENDJEL Amal

Titre :

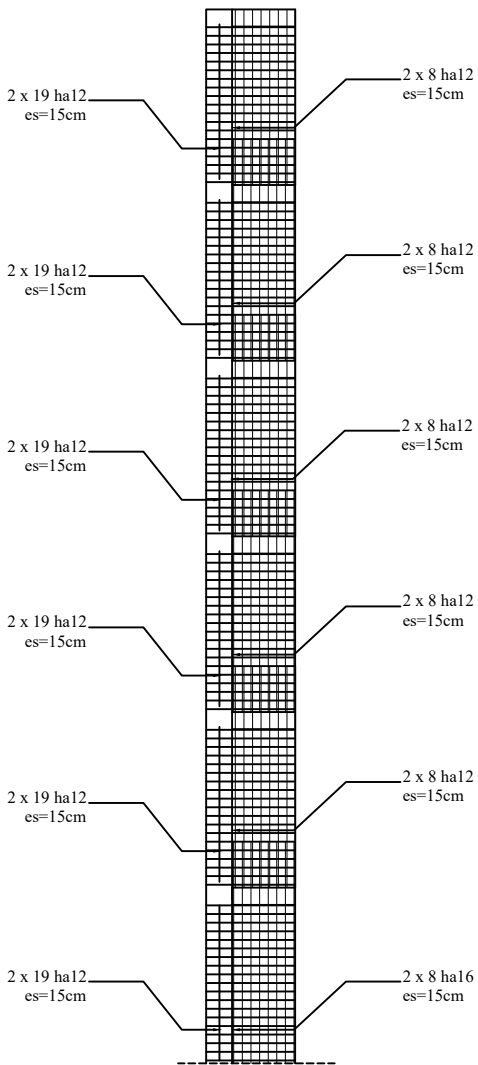
Ferrailage des poutre principale 25X40

Plan N°: 08

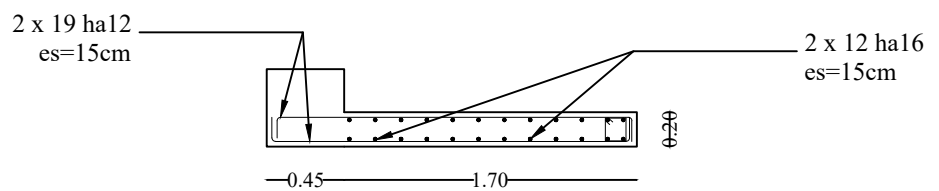
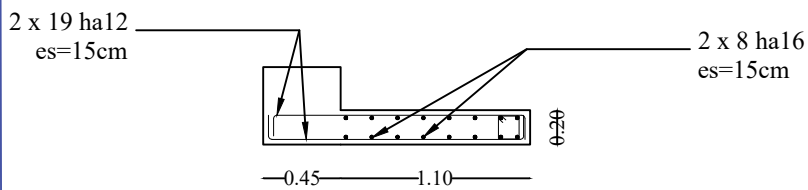
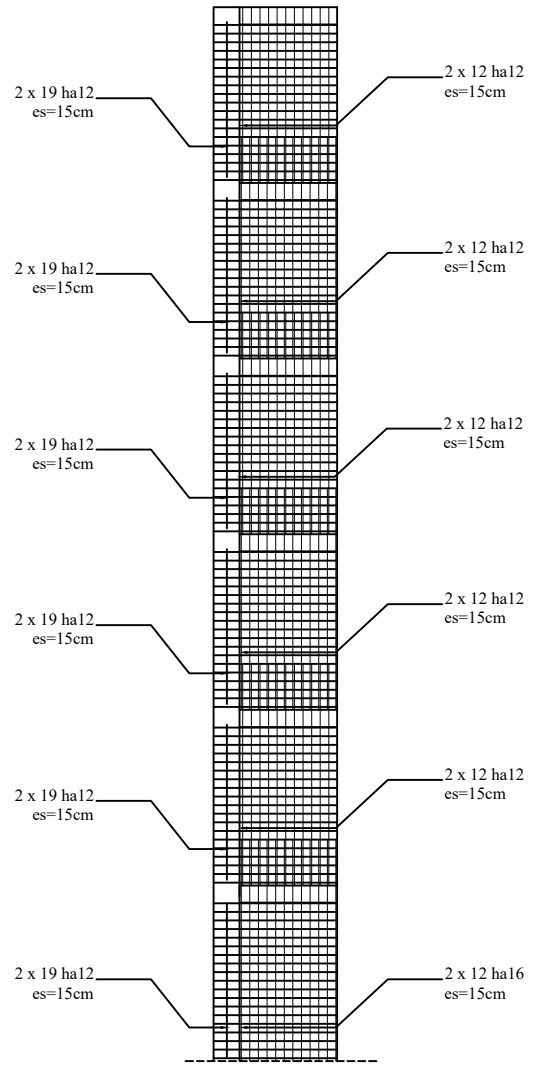
Echelle : 1 / 20

Promotion :
2022 - 2023

vl1



vt1



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction

Département de Génie Civil

Dirigé Par :
- Mme KHELOUI . F
Etudié Par :
- OUAKEF Fatiha
- MENDJEL Amal

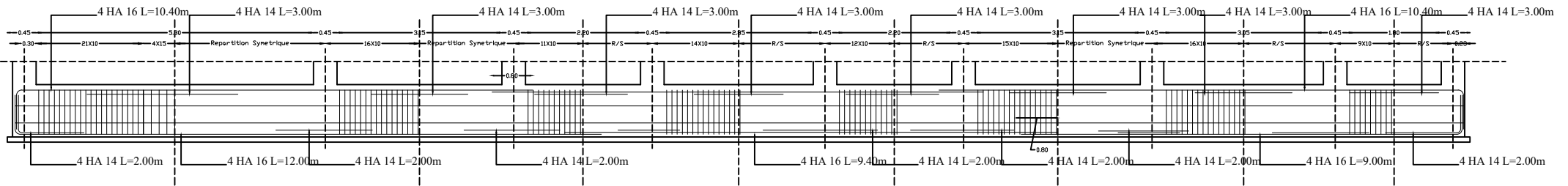
Titre :
Plan Coffrage Ferrailage Radier

Plan N°: 09

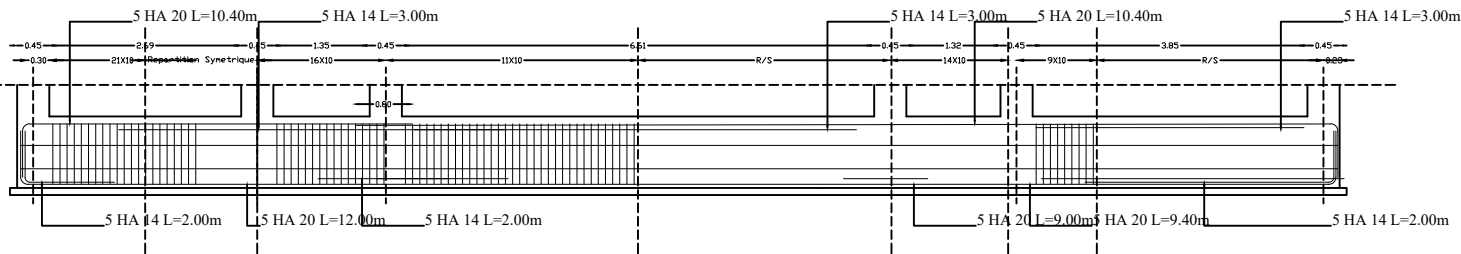
Echelle : 1 / 50

Promotion :
2022 - 2023

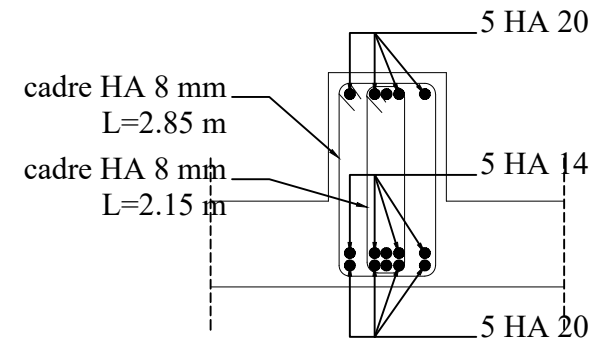
ferrailage Nervures longitudinales



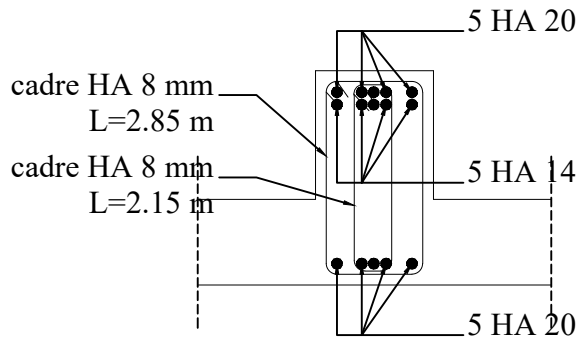
ferrailage Nervures Transversales



coupe nervure aux appuis



coupe nervure en Travee



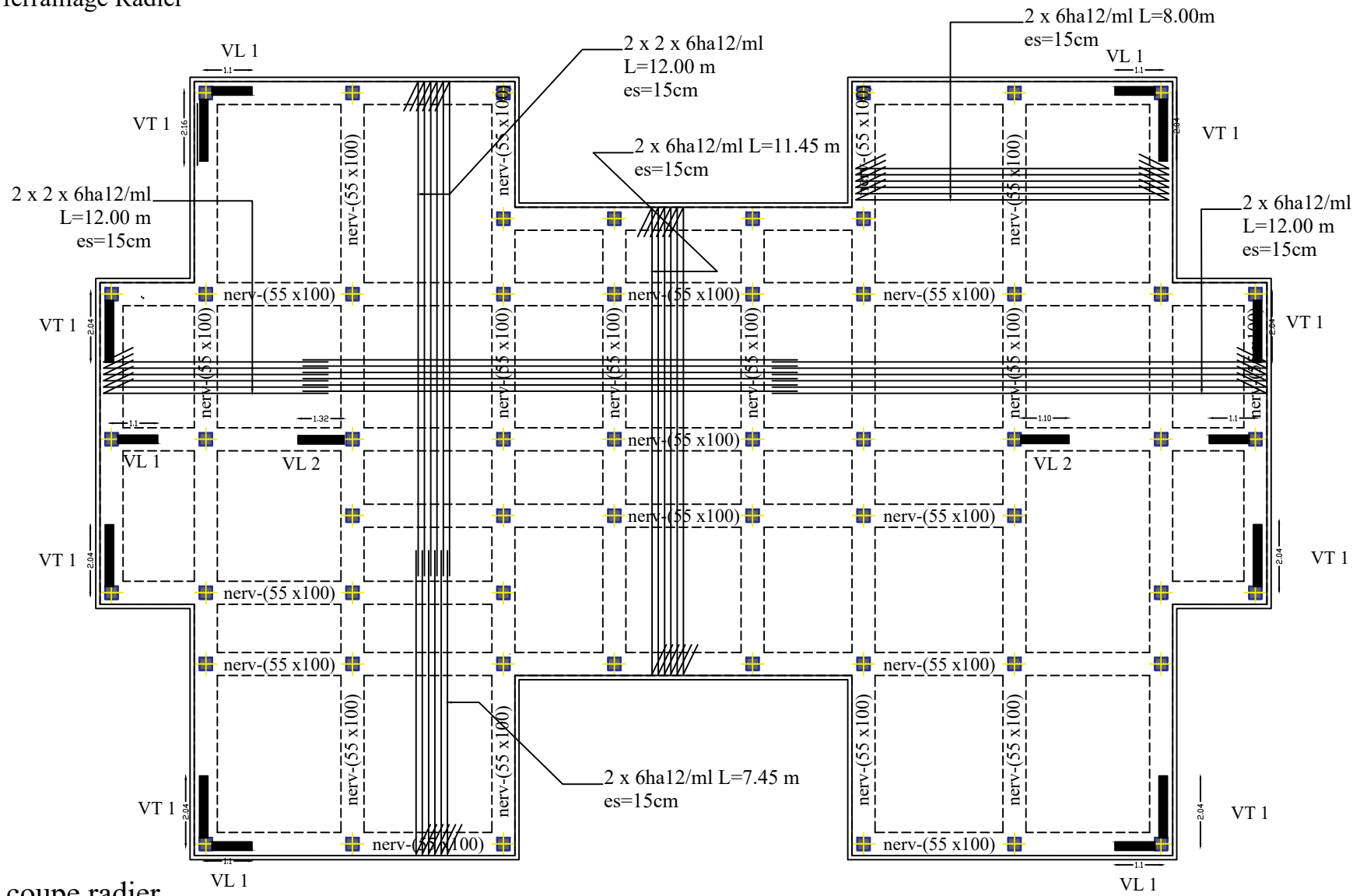
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

Dirigé Par :
 - Mme KHELOUI . F
 Etudié Par :
 - OUAKEF Fatiha
 - MENDJEL Amal

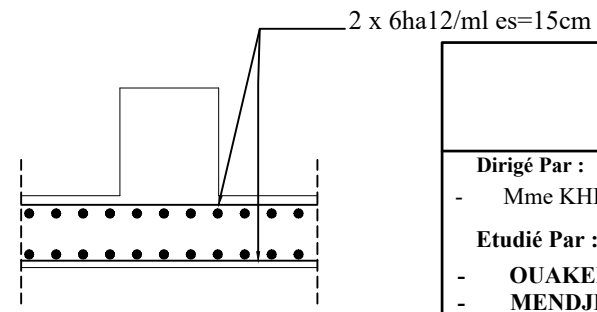
Titre :
 Plan Ferrailage Nervures

Plan N°: 10
 Echelle : 1 / 25
 Promotion :
 2022 - 2023

Coffrage ferrailage Radier



coupe radier



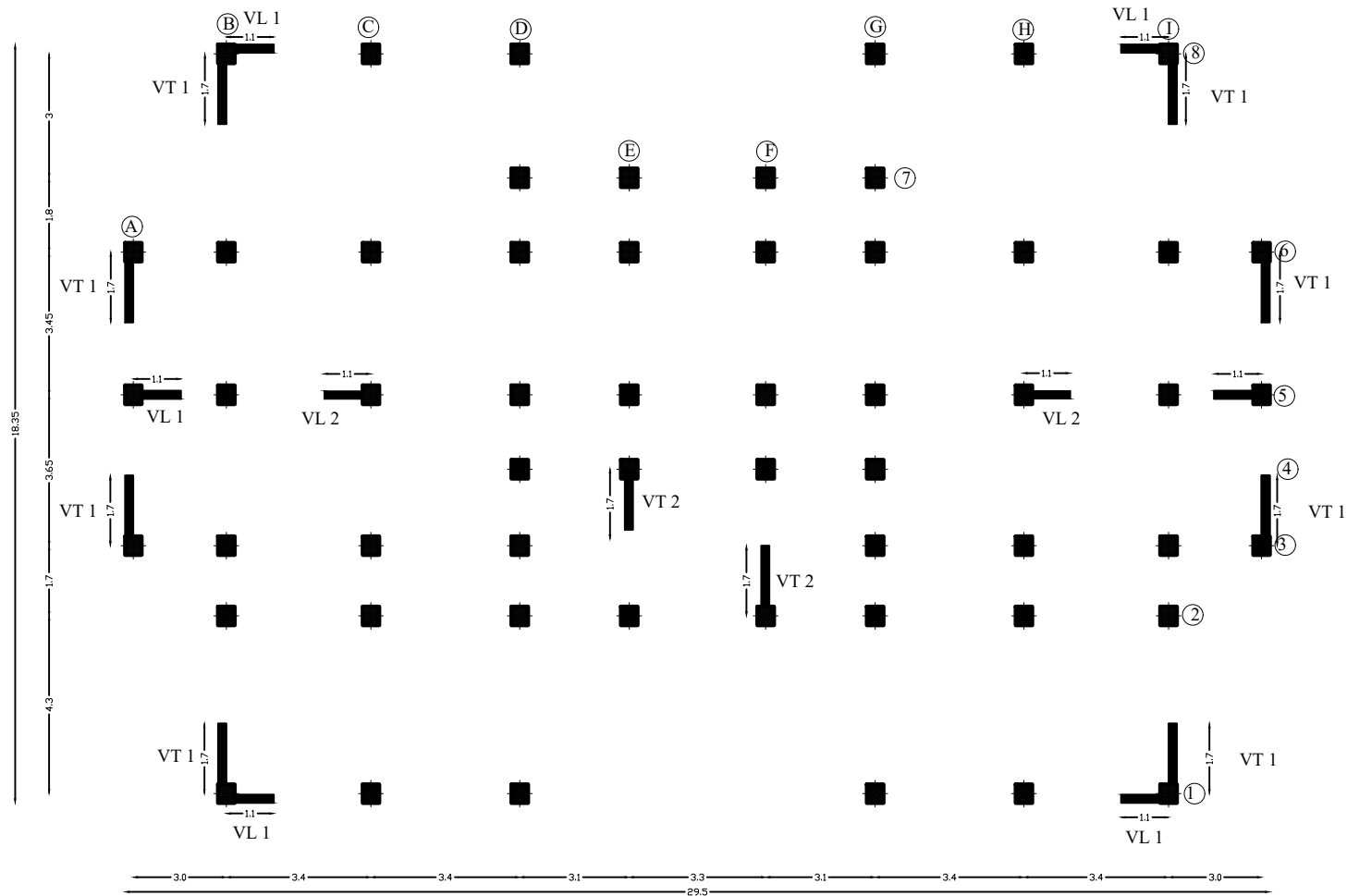
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

Dirigé Par :
 - Mme KHELOUI . F



Etudié Par :
 - OUAKEB Fatiha
 - MENDJEL Amal

Titre :
Plan Coffrage Ferrailage Radier

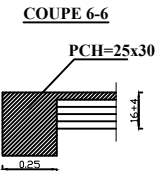
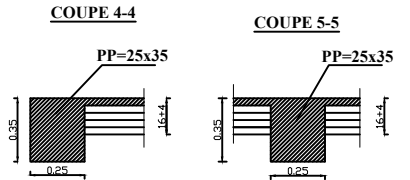
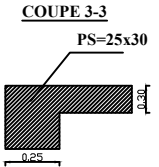
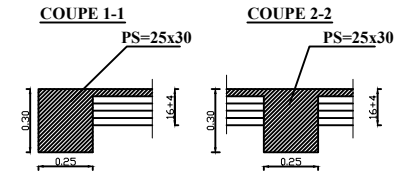
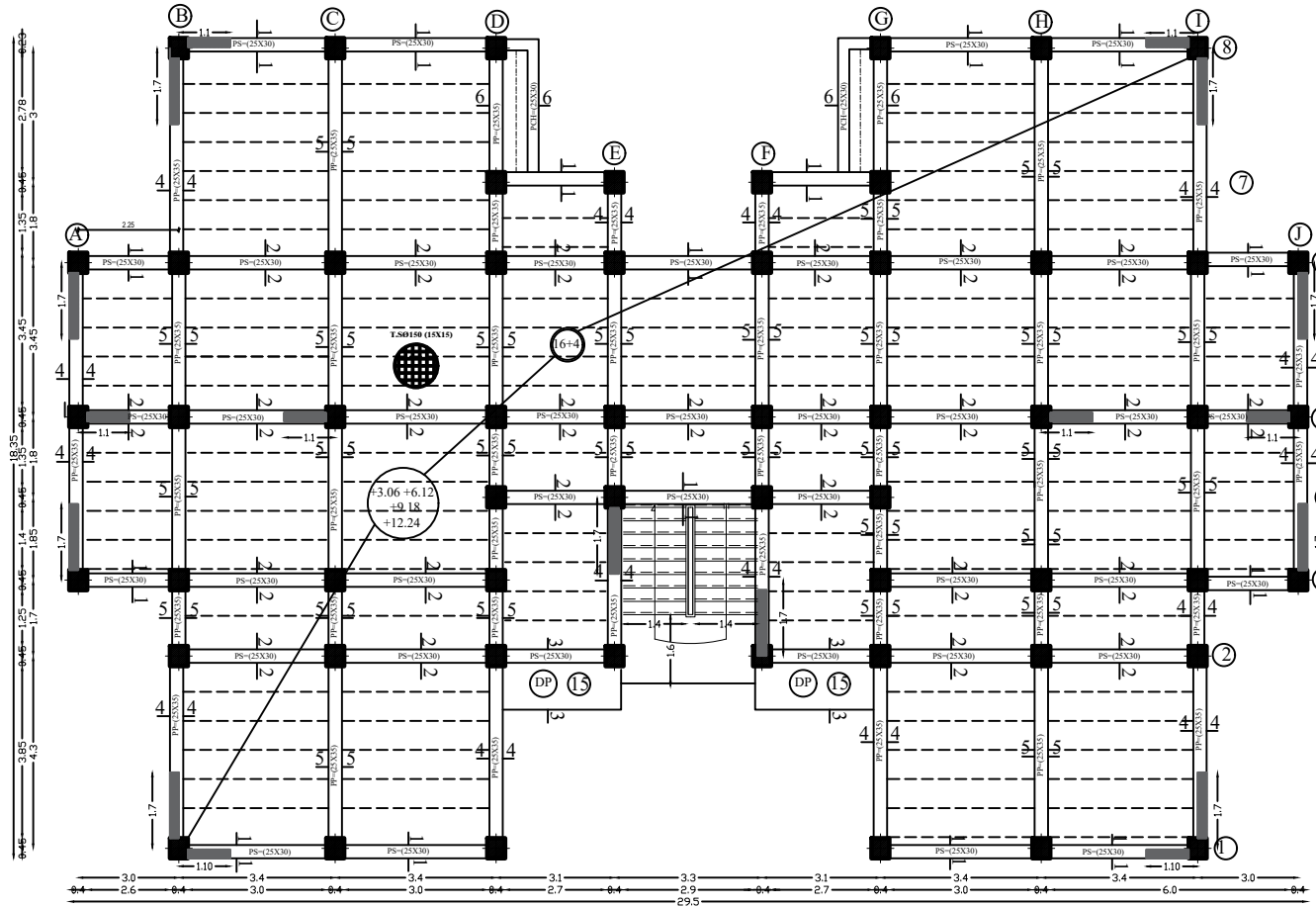
Plan N°: 11
Echelle : 1 / 50
Promotion :
2022 - 2023



la disposition des voiles

 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil 		
Dirigé Par : - Mme KHELOUI .F Etudié Par : - OUAKEB Fatiha - MENDJEL Amal	Titre : Plan de disposition des voiles longitudinaux et transversaux	Plan N°: 12
		Echelle : 1 / 20
		Promotion : 2022 - 2023

Coffrage de Plancher Niv: +3.06 m au +12.24 m ECH 1 / 50



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU



Faculté De Génie De La Construction

Département de Génie Civil



Dirigé Par :

- Mme KHELOUI . F

Etudié Par :

- OUAKED Fatiha
- MENDJEL Amal

Titre :

Plan coffrage plancher RDC au Etage 04

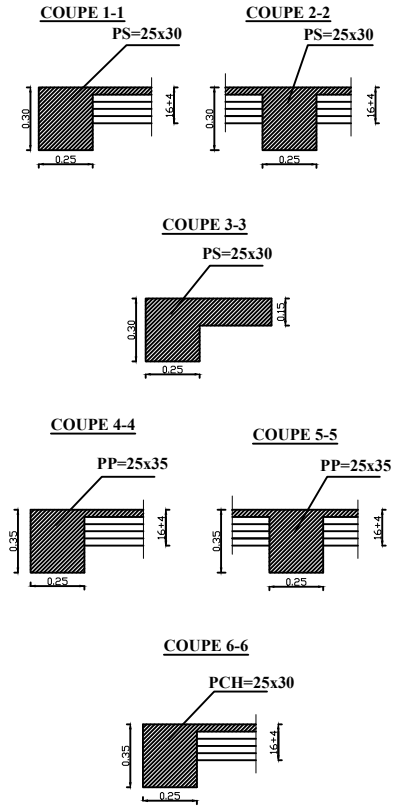
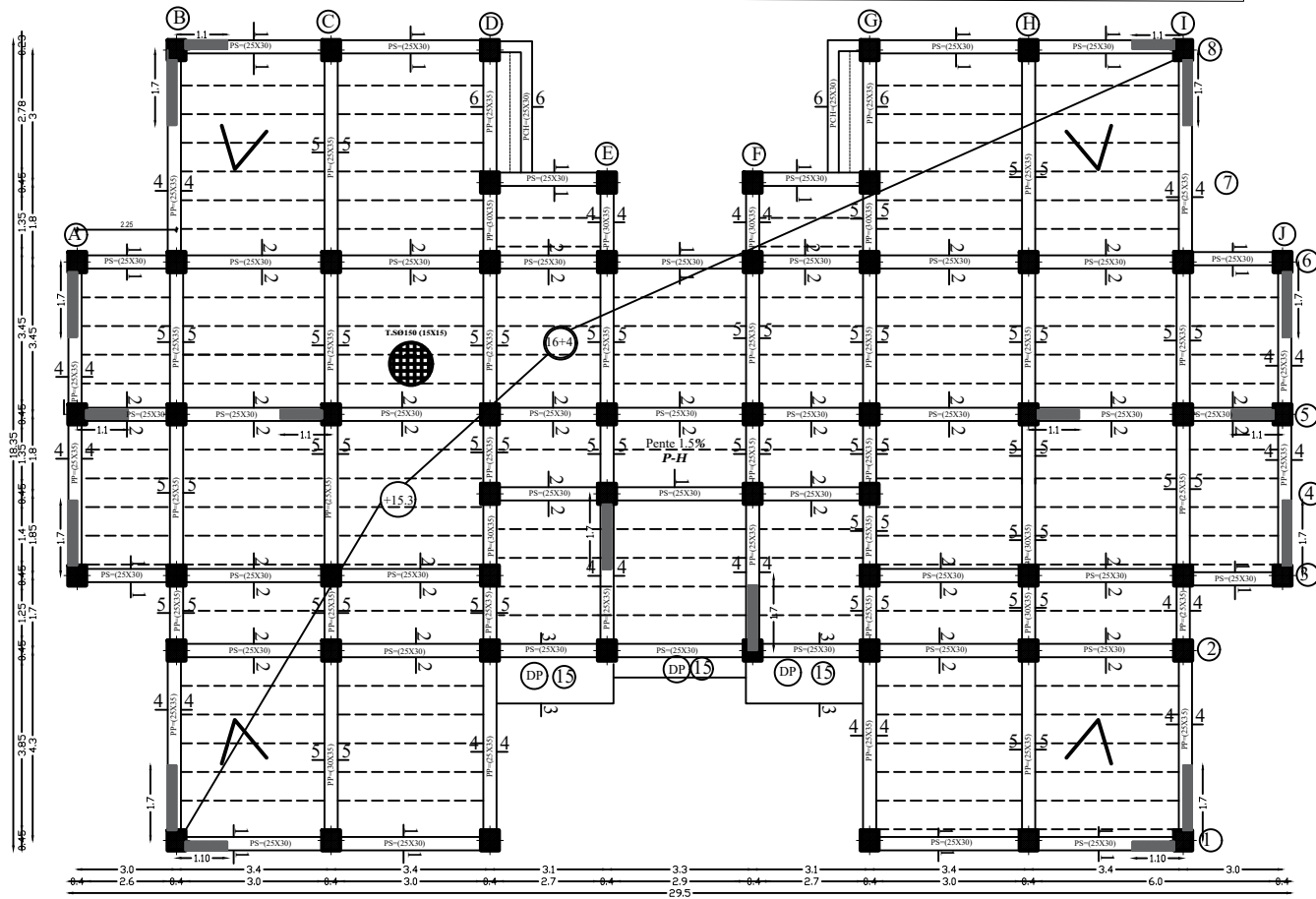
Plan N°: 13

Echelle : 1 / 20

Promotion :

2022 - 2023

Coffrage de Plancher Niv: +15.30 m (terrasse inaccessible) ECH 1 / 50



<p>UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU</p> <p style="text-align: center;"> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil </p>		
<p>Dirigé Par :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Mme KHELOUI . F <p>Etudié Par :</p> <ul style="list-style-type: none"> - OUAKED Fatiha - MENDJEL Amal 	<p>Titre :</p> <p style="text-align: center;">Plan coffrage plancher terrasse inaccessible</p>	<p style="text-align: center;">Plan N°: 14</p> <p style="text-align: center;">Echelle : 1 / 20</p> <p style="text-align: center;">Promotion :</p> <p style="text-align: center;">2022 - 2023</p>